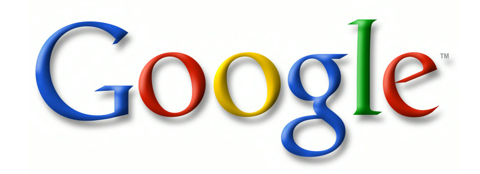
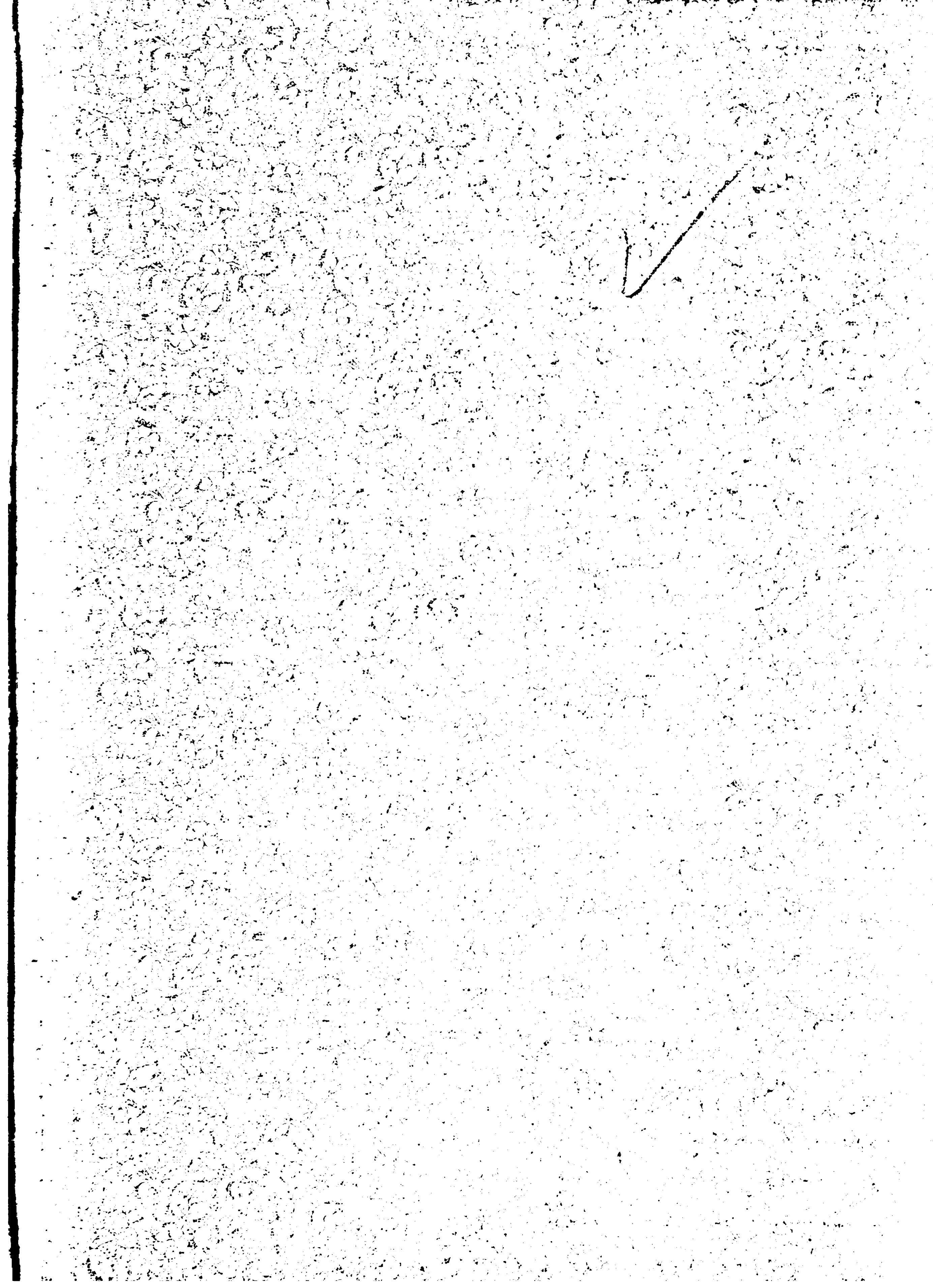




DER

WASSERBAU

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. ȘTRUKEL,
PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

I. TEIL,

ENTHALTEND:
URSPRUNG, VORKOMMEN UND EIGENSCHAFTEN DES WASSERS;
STAUWERKE; FISCHWEGE.

ZWEITE AUFLAGE.
MIT 103 TEXTFIGUREN UND 15 TAFELN.

HELSINGFORS.
FÖRLAGS-A. B. HELIOS.

LEIPZIG.
A. TWIETMEYER.

1904.

KUOPIO 1904.
GEDRUCKT BEI K. MALMSTRÖM.

Vorwort.

Nachdem die erste Auflage des ersten Teiles meiner Vorträge über den Wasserbau auch ausserhalb des Kreises der Hörer des hiesigen Polytechnischen Institutes ziemlich viel Interesse und eine so verbreitete Anwendung gefunden hat, dass die Herausgabe dieser zweiten Auflage erforderlich ward, so erschien es angezeigt bei deren Ausarbeitung den Inhalt und die Art der Behandlung des Stoffes der Hauptsache nach beizubehalten. Es wurde daher hierbei abermals das Hauptgewicht darauf gelegt, den Gegenstand bei möglichst kurzer Fassung des Textes namentlich durch Vorführung einer systematisch geordneten Auswahl von charakteristischen Beispielen aus der Praxis möglichst lehrreich und erschöpfend zu gestalten. Mit Rücksicht hierauf erschien es angezeigt einzelne Teile umzuarbeiten, während andere ergänzt und verbessert wurden.

Weil die in der früheren Auflage dieses Teiles in Kürze behandelten „Anlagen zur Gewinnung des Niederschlags- und Grundwassers" eigentlich zu den im zweiten Teil besprochenen „Wasserversorgungsanlagen" gehören, und auch dort, soweit es sich um die Gewinnung des Grundwassers handelt, besprochen sind, so wurde dieser Gegenstand von der zweiten Auflage fortgelassen. Dagegen wurden, um die gesamten Stauwerke an einer Stelle behandelt zu erhalten. die „Staudämme" vom zweiten Teil des Werkes herübergenommen.

Bezüglich der Durchführung der erforderlichen statischen Berechnungen wird nur stellenweise der Weg gezeigt, im übrigen aber auf die Lehren der „Statik" und der „Elastizitäts- und Festigkeitslehre" verwiesen.

Die benutzte Litteratur und sonstige auf den behandelten Gegenstand Bezug habende Quellen sind sowohl im folgenden Litteraturverzeichnis als auch im Texte an den bezüglichen Stellen angeführt.

Helsingfors im August 1904.

M. Strukel.

Inhalts-Verzeichnis.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers.

A. Der Kreislauf des Wassers.

B. Die atmosphärischen Niederschläge.

F. Das Tagwasser.

II. Stauwerke.

A. Wehre.

B. Staudämme.

III. Fischwege.

Litteratur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen sind im Texte einige Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung. Wien.

(AdP.) — Annales des ponts et chaussées. Paris.

(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches. Baukunde des Ingenieurs. Berlin, 1879.

(CBl.) — Centralblatt (seit 1903 Zentralblatt) der Bauverwaltung. Berlin.

(Ch.) — Chiolich-Löwensberg. Anleitung zum Wasserbau. Stuttgart, 1864—65.

(CI.) — Der Civilingenieur. Leipzig.

(DB.) — Deutsche Bauzeitung. Berlin.

(Eng.) — The Engineer. London.

(Engg.) — Engineering. London.

(Engg. Nws.) — Engineering News. New York.

(Frz.) — Franzius L. Der Wasserbau. Berlin, 1890.

(Frdr.) — Friedrich A. Die Boden-Meliorationen in Bayern und Hannover. Wien 1885.

(GC.) — Le Genie civil. Paris.

(HdI.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Wasserbau. Leipzig.

(GI.) — Der Gesundheitsingenieur. München.

(Hg.) — Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin, 1853—76.

(Htte.) — Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin, 1902.

(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover.

(IFF.) — Ingeniörs-Föreningens förhandlingar. Stockholm.

(K.) — König, Fr. Die Verteilung des Wassers über, auf und in der Erde. Jena, 1901.

(Mrt.) — Mehrtens. Technische Mechanik. Berlin, 1887.

(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift. Kristiania.

(ÖM.) — Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst (seit 1901: „Österr. Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst). Wien.

(ÖW.) — Wochenschrift des österreich. Ingenieur- und Architekten-Vereins. Wien.

(ÖZ.) — Zeitschrift „ „ „ „ „ „ „

(Pr.) — Perels, E. Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues. Berlin 1884.

(Rh.) — Reinhardt, A. Kalender für Strassen- & Wasserbau- und Cultur-Ingenieure. Wiesbaden 1890, 1895.

(Rl.) — Röll, Dr. Vict. Encyclopädie des gesamten Eisenbahnwesens. Wien 1891—95.

(Sc. Am.) — Scientific American. New York.

(Schw. Bztg.) — Schweizerische Bauzeitung. Zürich.

(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar. Helsingfors.

(Tkm.) — Tolkmitt, C. Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1898.

(Tkn.) — Teknikern, Tidskrift för byggnadskonst etc. Helsingfors.

(TT.) — Teknisk tidskrift. Stockholm.

(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. Berlin.

(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.

(ZfT.) — Zeitschrift für Transportwesen und Strassenbau. Berlin.

Einleitung.

Der Wasserbau umfasst ein der umfangreichsten Gebiete des Ingenieurbauwesens, nämlich alle diejenigen Bauten welche teils die Benutzung des Wassers zu verschiedenen Zwecken, teils die Verhütung von Schäden durch das Wasser zum Zwecke haben. Es gehören demnach hierher ausser den grundlegenden Lehren vom Ursprung, dem Vorkommen und den Eigenschaften des Wassers (Lehre von den atmosphärischen Niederschlägen, Hydrographie, Hydraulik, Hydrometrie), einerseits sämtliche Wasserversorgungsanlagen zur Beschaffung von Trink- und Nutzwasser, von Wasser zur Bewässerung des Bodens, zu Kraftanlagen, zu künstlichen Schiffahrtswegen (Schiffahrtskanälen) und zum Flössen von Holz, sowie Anlagen zur Schiffbarmachung der natürlichen Gewässer, andererseits Anlagen, welche die Entwässerung bewohnter Gebiete (Kanalisation der Städte), die Bodenentwässerung und den Schutz der Ufer und Landgebiete gegen Strömung, Wellenschlag und Überschwemmungen zum Zwecke haben. Den entsprechend wird diese Wissenschaft hier in folgenden Abschnitten behandelt:

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers; II. Stauwerke; III. Fischwege; IV. Wasserversorgungsanlagen; V. Kanalisation der Städte; VI. Bodenentwässerung; VII. Bewässerung von Ländereien; VIII. Schiffahrtskanäle; IX. Schiffsschleusen; X. Uferbau; XI. Flussbau; XII. Deiche; XIII. Häfen; XIV. Schiffahrtszeichen.

Hiervon sollen in diesem Teil des Werkes die ersten drei Abschnitte behandelt werden.

I. Ursprung, Vorkommen und Eigenschaften des Wassers.

A. Der Kreislauf des Wassers.

Das gesamte Wasser der Erde besteht:

1. in dem in der oberirdischen und unterirdischen Atmosphäre enthaltenen gasförmigen Wasser,
2. in dem auf der Erde in Form von Bächen, Flüssen, Seen und dem Meere vorkommenden Tagwasser oder Oberflächenwasser und
3. in dem unter der Erdoberfläche vorkommenden Grundwasser.

Die zwischen diesen Zuständen stattfindenden Übergänge bilden den Kreislauf des Wassers, oder die Wasserwirtschaft der Erde, und zwar besteht derselbe in folgenden Vorgängen:

Das in der oberirdischen Atmosphäre enthaltene Wasser scheidet sich bei hinreichend sinkender Temperatur zum grössten Teil in Form von Regen, Schnee, Hagel, Tau oder Reif ab und fällt als s. g. Meteorwasser zur Erdoberfläche nieder, von wo es teils durch Verdunstung wieder direkt in die Atmosphäre zurückkehrt, teils in den Erdboden eindringt, teils an der Erdoberfläche abläuft und so zum grössten Teil zur Bildung des in Form von Bächen, Flüssen, Strömen, Seen und des Meeres auftretenden Tagwassers beiträgt. Von dem in den Erdboden eindringenden Niederschlagswasser verdunstet wieder der grösste Teil unmittelbar, oder mittelbar durch den Lebensprozess der Gewächse (Aufsaugen durch die Wurzeln und Aushauchen durch die Blätter) aus der oberen Erdschichte, während im allgemeinen nur kleinere Mengen vom Erdboden und den Gewächsen gebunden werden, sowie durch Risse, Spalten und Klüfte, oder etwa durch Versickerung (Infiltration) durch gewachsenen Boden zum unterirdischen Grundwasser übergehen. Einen weiteren Beitrag erhält das Grundwasser aus der oberirdischen Atmosphäre dadurch, dass die von Wasserdämpfen gesättigte Luft in die oberen Erdschichten eindringt und hier die Dämpfe niedergeschlagen (kondensiert) werden.

Vom Tagwasser verdunstet ein Teil unmittelbar von der Wasserfläche, während ein Teil durch Risse, Spalten und Klüfte, teilweise etwa auch durch

Versickerung in kleinere Tiefen des Erdinneren eindringt und so unmittelbar zur Bildung des Grundwassers beiträgt. Einen grösseren, wahrscheinlich den weitaus grössten, Beitrag liefert das Tagwasser zur Bildung des Grundwassers dadurch, dass das Meerwasser in grösseren Tiefen durch Risse, Spalten und Klüfte bei hohem Druck im Erdinneren bis zu solchen Tiefen getrieben wird, dass es durch die innere Erdwärme zum Verdampfen gelangt, und in dieser Form als unterirdische Atmosphäre durch die hohe Spannung sowohl nach den Seiten als auch soweit nach oben getrieben wird, bis der Dampf bei entsprechender Abnahme der Temperatur zu Wasser kondensiert wird.

Das Grundwasser schliesslich kommt teils in Form von sichtbaren Quellen zu Tage und geht in dieser Form, teils in Form von unsichtbaren (unter der Wasserfläche ausmündenden) Quellen zum Tagwasser über.

Die Vorgänge des Wasserkreislaufes gestalten sich je nach der Örtlichkeit und der Jahreszeit sehr verschieden. Die Veränderungen wiederholen sich aber Jahr für Jahr mit einer gewissen allgemeinen Regelmässigkeit für jede Örtlichkeit. Dabei können in dem Auftreten dieser Veränderungen während einzelner Jahrgänge wesentliche Unterschiede vorkommen, das durchschnittliche Ergebnis der Veränderungen während einer Reihe auf einander folgender Jahre ist aber immer annähernd das gleiche.

B. Die atmosphärischen Niederschläge.

1. Häufigkeit und Menge der Niederschläge.

Die Niederschlagsmenge wird durch die Höhe des innerhalb bestimmter Zeitabschnitte gefallenen Regens und der übrigen zu Wasser verwandelten Niederschläge gemessen. Diese Zeitabschnitte können ein Jahr, die vier Jahreszeiten, einen Monat, Tag, eine Stunde oder auch jeden Augenblick (durch kontinuierliche Aufzeichnung) umfassen.

Die Häufigkeit und Menge der Niederschläge eines Ortes ist namentlich von der geographischen Lage, der Entfernung vom Meere und der Höhe über demselben, den herrschenden Winden und der Lage des Ortes zu einem diese Winde kreuzenden Gebirgszuge abhängig. Die grössten Niederschläge kommen in den Tropen vor, und nehmen dieselben im allgemeinen von dort nach den Polen zu allmählich ab. In der Nähe des Äquators, im Gürtel der Windstille (Calmenzone) regnet es über dem Stillen und Atlantischen Ozean täglich neun Stunden. So hat z. B. Maranhão in Brasilien, $2^1/_2$ ° südl. Breite einen Jahresniederschlag von 7100 mm.

Setzt man die Grösse des durchschnittlichen Jahresniederschlages über der Meeresfläche in den Tropen = 1,0, so kann man die Grösse der Jahresnie-

derschläge in der Richtung nach den Polen, bei Annahme eines durchschnittlichen Niederschlages über der Meerfläche in den Tropen von 2560 mm, nach König, ungefähr wie folgt annehmen:

In den Tropen	1,0 =	2560	mm Niederschlagshöhe
von den Wendekr. bis 40° Breite	0,8 =	2050	„ „
von 40—50° Breite	0,5 =	1280	„ „
„ 50—60° „	0,3 =	770	„ „
„ 60—66$^1/_2$° „	0,26 =	660	„ „
„ 66$^1/_2$° bis zu den Polen.	0,18 =	460	„ „

Nach demselben Verfasser beträgt die Niederschlagshöhe für ganz Deutschland (sowie auch für Österreich) im Durchschnitt 750 mm, und verteilt sich hier der Jahresniederschlag auf die vier meteorologischen Jahreszeiten im allgemeinen in folgender Weise:

Winter (Dez., Jan., Febr.) . . .	20 %	der Jahresniederschläge
Frühling (März, April, Mai) . .	20 %	„ „
Sommer (Juni, Juli, August) . .	34 %	„ „
Herbst (Sept., Okt., Nov.) . . .	26 %	„ „

Abgesehen von der geographischen Breite treten die grössten jährlichen Regenmengen meistens dort auf, wo feuchte Winde gezwungen sind ein Gebirge zu überschreiten, und namentlich dort wo schroffe Gebirge sich unmittelbar aus dem Meere erheben. Es kühlen sich dann diese Winde an den Gebirgshängen ab und entledigen sich eines grossen Teiles ihrer Feuchtigkeit durch Niederschlag. Daher gibt es z. B. am Südabhange des Himalaya in Cherrapoonje, 1250 m über dem Meere, Jahresniederschläge bis zu 12520 mm, das höchste Mass das überhaupt vorkommt, während die dem Himalaya vorliegende Ebene nur eine Regenhöhe von 2540 mm aufzuweisen hat.

In den Alpen erreicht der Jahresniederschlag eine Höhe bis 2500 mm, an der Westküste Schottlands bis 3000 mm, an der norwegischen Westküste 1000—2000 mm und an der nördlichen Westküste Nordamerikas 1500—3000 mm, im Inneren Europas dagegen nur 500 mm. Je mehr man in das Binnenland des östlichen Europas und Asiens fortschreitet, desto mehr verringert sich die Niederschlagshöhe (K.).

Nach Murray betragen die Jahresmittel der Regenhöhe in Südamerika 1670 mm, in Afrika 825 mm, in Nordamerika 750 mm, in Europa 615 mm, in Asien 555 mm und in Australien 520 mm (Rh.).

Als Beispiel über die Veränderlichkeit der jährlichen Niederschlagsmenge eines Gebietes und deren Verschiedenheit bei benachbarten Gebieten diene

folgende Tabelle der Niederschlagshöhen des Mälartales in Schweden für die Jahre 1881—1885 (IFF. 1886, S. 81):

Jahr	Stockholms Län		Upsala Län		Vestmanlands Län		Örebro Län		Södermanlands Län	
	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden	Ganzes Jahr	Max. in 24 Stunden
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
1881	444,1	45,1	414,6	39,0	501,8	38,0	606,3	48,5	525,9	38,8
1882	568,7	100,1	564,5	47,5	919,7	38,7	778,5	57,8	651,0	104,6
1883	568,7	68,5	598,7	78,0	622,2	65,3	649,8	49,9	600,9	56,0
1884	492,6	38,5	470,6	36,5	520,7	52,6	643,3	64,7	572,3	56,3
1885	595,9	38,8	613,5	55,0	622,8	44,8	659,1	52,6	596,9	38,1

Die nachfolgende Zusammenstellung zeigt die mittleren jährlichen Niederschlagsmengen von Helsingfors von je 10 Jahren während einer Dauer von 50 Jahren, welche eine ständige Zunahme aufweisen (Tkn. 1898, S. 152):

1848 bis 1857 . . . . . im Mittel 534,0 mm
1858 — 1867 . . . . 574,0 „
1868 — 1877 . . . . 588,1 „
1878 — 1887 . . . . 638,7 „
1888 — 1897 . . . . 658,8 „

Für die Zwecke des Wasserbaues ist jedoch ausser der Kenntnis der jährlichen Niederschläge oft auch diejenige der monatlichen, sowie der grössten täglichen und stündlichen Niederschlagsmengen erforderlich. So werden z. B. von der meteorlogischen Anstalt in Helsingfors für das Jahr 1891 folgende Niederschlagsmengen angegeben:

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Ganzes Jahr
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Monatliche Höhe	67,9	43,1	53,0	15,7	67,5	23,5	25,9	64,3	111,4	50,3	87,2	36,0	646,0
Max. in 1 Tag .	12,8	29,5	12,7	5,8	19,4	10,8	4,8	14,8	30,0	19,9	14,8	8,6	30,0

Für das Gebiet der Saale bis zum Eintritt in die norddeutsche Tiefebene ergaben sich als Mittel der Jahre 1872—86 folgende Niederschlagsmengen (Rh.):

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Ganzes Jahr
Niederschlagshöhe in mm .	32,2	34,3	44,3	34,2	53,8	73,3	76,2	55,4	49,2	53,4	49,1	48,4	604,8
Monatsmenge in cbm pro ha	322	343	443	342	538	733	762	554	492	534	491	484	6043
Liter pro Sekunde und qkm.	11,95	14,10	16,59	13,25	20,79	28,37	28,51	20,68	18,99	19,99	18,96	18,46	19,16
Prozent der Jahresmenge . .	5,38	5,69	7,34	5,66	8,91	12,12	12,61	9,19	8,15	8,87	8,18	8,00	100,00

In Wien wurden nach Riedel (ÖZ. 1903, S. 485) während 10 Jahren (1891—1900) folgende Tagesmaxima beobachtet:

Wintermonate (Dez. Jan. Febr.) . . zwischen 32 und 72 mm
Frühlingsmonate (März, April, Mai) „ 31 „ 53 „
Sommermonate (Juni, Juli, Aug.) . „ 53 „ 116 „
Herbstmonate (Sept., Okt., Nov.) . „ 34 „ 80 „

Ferner ergab sich für diesen Ort die folgende Verteilung der jährlichen Niederschläge auf die einzelnen Monate und Jahreszeiten:

Zeitperiode von	Winter			Frühling			Sommer			Herbst			Ganzes Jahr mm
	Dez.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	
1846—80	40	35	36	43	42	64	66	65	72	45	44	43	
		111			149			203			132		595
1891 - 1900	34	50	26	51	56	79	83	93	69	47	51	24	
		110			186			245			122		663

sowie die folgende Regenwahrscheinlichkeit in Prozenten des jährlichen Niederschlages:

Zeitraum der Beobachtung	Frühling			Sommer			Herbst			Winter			Ganzes Jahr
	Dec.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	
20 Jahre . .	8,6	8,8	7,8	9,1	8,6	9,0	8,8	9,2	8,8	5,7	7,4	8,7	
		25,2			26,7			26,8			21,8		100
10 Jahre . .	7,6	8,8	8,0	8,7	8,7	9,7	10,0	9,4	7,8	6,9	7,8	7,2	
		23,8			27,1			27,2			21,9		100

Die nachfolgende Tabelle zeigt eine Zusammenstellung der täglichen Beobachtungen an der Landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin, speziell das Resultat des Regenbildes Taf. 1, Fig. 3a (vom 12. August 1889) darstellend (ZfB. 1890).

Lauf. N:o	Jahr	Monat	Tag	Stunde		Zeitdauer		Höhe des Niederschlages mm	Niederschlag auf die Stunde mm
				von	bis	Stunden	Min.		
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
162	1889	Aug.	11	2^{25}	$3p$	—	35	10,8	18,5
				3	$3^{15}p$	—	15	0,4	1,6
				3^{15}	$3^{45}p$	—	30	2,1	4,2
				3^{45}	$4^{25}p$	—	40	0,2	0,3
				4^{25}	$7^{10}p$	2	45	7,9	2,9
				7^{10}	$8p$	—	50	0,8	1,0
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Aus diesen Zusammenstellungen wurden die nachfolgenden grössten Niederschläge für die Zeit vom Jahre 1884 bis 1889 entnommen. Es geht hieraus u. a. die allgemeine Erfahrung hervor, dass die Dauer der grössten Niederschläge gewöhnlich nur zwischen etwa 10 und 30 Minuten beträgt.

Intensität in mm auf die Stunde	Zeitangabe			Höhe des gefallenen Niederschlages mm	Dauer des Niederschlages	
	Tag	Monat	Jahr		Stunde	Min
36,9	22.	Juli	1886	19,7	—	32
36.0	5.	„	1887	3,9	—	5
33,7	9.	„	„	10,1	—	18
32,4	13.	„	1884	2,7	—	5
30,0	27.	April	1889	5,0	—	10
26,4	16.	Mai	„	8,8	—	20
26,4	3.	Juli	„	6,6	—	15
25,0	2.	Sept.	1887	2,5	—	6
24,8	29.	Juni	1885	14,2	—	35
24,0	15.	Sept.	1886	3,2	—	8
23,6	18.	„	1885	5,9	—	15
19,2	14.	Aug.	1889	3,2	—	10
19,0	5.	„	„	9,5	—	30
18,5	27.	Juli	1889	4,0	—	13
—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—
ferner auch (Cl. 1894 S. 539):						
59,2	29.	Juni	1885	14,8	—	15
47,6	22.	Juli	1886	14,8	—	18
42,6	16.	Mai	1889	12,8	—	18
80,4	22.	Juni	1891	18,9	—	14
79,2	24.	„	„	26,4	—	20

Intensität in mm auf die Stunde	Zahl der Niederschläge von 1884 bis 1889	Gesamte Zeitdauer der Niederschläge		Gesamte Höhe der Niederschl. mm	Durchschnittl. Dauer eines Niederschlages		Grösste Dauer eines Niederschlages		Höhe Grösste mm
		Std.	Min.		Std.	Min.	Std.	Min.	mm
37,0	1	—	32	19,7	—	32	—	32	19,7
36,0	1	—	5	3,0	—	5	—	5	3,0
33,5	1	—	18	10,1	—	18	—	18	10,1
32,5	1	—	5	2,7	—	5	—	5	2,7
30,0	1	—	10	5,0	—	10	—	10	5,0
26,5	2	—	35	15,4	—	18	—	20	8,8
25,0	1	—	6	2,5	—	6	—	6	2,5
24,5	1	—	35	14,2	—	35	—	35	14,2
24,0	1	—	8	3,2	—	8	—	8	3,2
23,5	1	—	15	5,9	—	15	—	15	5,9
19,0	2	—	40	12,1	—	20	—	30	9,5
18,5	2	—	33	10,1	—	17	—	20	6,1
18,0	2	—	21	6,3	—	11	—	15	4,5
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,0	5	4	7	24,6	—	49	1	20	8,0
5,5	7	7	27	41,1	1	4	1	32	8,5
5,0	8	16	52	84,1	2	7	11	50	59,4
4,5	6	13	24	61,5	2	14	4	45	22,0
4,0	19	22	7	88,1	1	9	4	15	16,8
3,5	11	9	2	30,8	—	49	1	17	4,2
3,0	20	30	28	94,7	1	31	4	—	11,7

Andererseits werden gleichfalls von der letzgenannten Beobachtungsstation für die Zeit von 1884 bis 1893 die nachfolgenden Sturzregen angeführt (Gl. 1895 N:o 20, S. 329):

4	Regen von	70	mm in	1	Stunde
5	„ „	60	„ „	„	„
21	„ „	50	„ „	„	„
18	„ „	40	„ „	„	„
32	„ „	30	„ „	„	„
89	„ „	20	„ „	„	„

Die Dauer dieser Regen schwankte zwischen 3 und 36 Minuten.

In den folgenden zwei Tabellen werden noch einige an anderen Orten beobachtete grössere Niederschläge angegeben, und zwar ist die erstere Tabelle einer grösseren Zusammenstellung von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) und die andere einer Zusammenstellung von Hellmann entnommen, welche eine ca. 30 jährige Beobachtungszeit umfasst (Ztschr. d. preuss. stat. Bur. 1884, — Rh. — ÖZ. 1897, S. 245).

Ort der Beobachtung.	Jahr	Monat	Tag.	Dauer		Gesammt regenhöhe	Regenhöhe pro Stunde	Regenmenge pro qkm & Sek.
				Stunden	Minuten	mm	mm	cbm.
Altstätten	1872	Juli	28.	—	30	43,8	87,6	24,3
„	1877	„	14.	—	10	34,8	208,8	58,0
Annaberg i. S. . . .	1867	Sept.	10.	—	15	24,0	96,0	26,6
Bern	1877	Juni	19.	—	45	66,0	88,0	24,4
Czernovitz	1869	Aug.	21.	—	20	28,0	84,0	23,8
Einsiedeln	1874	„	14.	—	30	55,1	110,2	30,6
Kbell (Böhm.) . . .	1889	Mai	16.	2	30	180,0	72,0	20,0
München	1873	Aug.	12.	—	30	50,6	101,2	28,0
Ofen	1875	Juni	26.	1	—	66,0	66,0	18,3
Waltershausen . . .	1884	Aug.	14.	1	—	75,0	75,0	20,8
Wermsdorf (Sachs.)	1867	Juni	9.	—	15	31,4	125,6	34,8
Zürich	1877	Juli	14.	—	10	34,8	208,8	58,0
„	1878	Juni	3.	—	20	25,4	76,2	21,2

Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm	Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Stündl. Meistwert in mm
Deutschland.			Kiel	100	71
			Buchenberg.	248	86
Tilsit	78	28	Frankfurt a. M.	69	—
Königsberg	69	69	Schlüchtern	125	42
Berlin	67	—	Köln	63	—
Frankfurt a. O.	94	—	Trier	73	73
Stettin	85	—	Hamburg	86	—
Kolberg	102	56	Oldenburg	62	—
Posen	83	72	Gotha	58	—
Ratibor	89	45	Freiberg	59	—
Breslau	95	63	Leipzig	74	—
Beuthen	110	37	Dresden	84	82
Torgau	63	60	Nürnberg	70	—
Halle	89	—	Augsburg	50	—

Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Ständl. Meistwert in mm	Ort der Beobachtung	Tägl. Meistwert in mm	Ständl. Meistwert in mm
München	92	—	Czernowitz	96	—
Lindau	112	—	Wien	104	—
Kirchheim u. T.	71	60	Bregenz	108	—
Stuttgart	114	—	Trient	110	—
Mannheim	115	—	Aussee	110	—
Karlsruhe	92	—	Graz	62	—
Merseburg	135	—	Pontafel	143	—
			Laibach	122	—
Österreich-Ungarn.			Görz	149	—
Teschen	106	—	Triest	140	—
Brünn	96	—	Pola	101	—
Ostrawitz	179	—	Ragusa	298	—
Rozna	200	—	Budapest	108	—
Prag	53	—	Trentschin	267	—
Lemberg	103	—	Fiume	130	—

Die Sturzregen gehören in der Regel zu den Strichregen, im Gegensatz zu den Landregen, welche sich über viel weitere Gebiete erstrecken, und ist bei einem Strichregen die Stärke der Niederschläge oft sehr ungleichmässig, so dass die Messungsresultate einer Stelle nur für die nächste Umgebung Giltigkeit haben können. So kommt es nicht selten vor, dass z. B. in einem Stadtteile ein heftiger Regen fällt, während ein anderer ganz trocken bleibt.

Handelt es sich daher um genauere Bestimmungen der gesamten auf ein bestimmtes Gebiet gefallenen Regenmengen, so muss hierbei auf die Verbreitung des Regens Rücksicht genommen werden, was am sichersten mit Hilfe der s. g. Regenkarten geschieht, bei denen die Flächenteile von gleicher Regenhöhe durch Kurven (Isohyëten) von einander geschieden sind. Man erhält dann die gesamte Regenmenge eines Gebietes, wenn man die Flächen gleicher Regenhöhe mit der bezüglichen Regenhöhe multipliziert und die Produkte addiert. Selbstverständlich erfordern verschiedene Zeitperioden besondere Karten, wonach es Karten für Jahresmengen, für Tagesmengen und für einzelne Regenperioden gibt (vergl. ÖZ. 1892 Bl. XXV). Behufs Anfertigung solcher Regenkarten ist jedoch eine engmaschige Verteilung von ombrometrischen Stationen erforderlich, wie dies gegenwärtig z. B. in Preussen, Sachsen und Böhmen der Fall ist.

Bei genaueren Bestimmungen der Niederschlagsmengen sind ausser dem Regen, Schnee und Hagel auch noch der Tau und Reif zu berücksichtigen, welche namentlich in Gebirgsgegenden wesentlich ins Gewicht fallen können.

2. Bestimmung der Niederschlagsmengen.

Zur Bestimmung der Niederschlagsmengen werden besondere Apparate, s. g. Niederschlagsmesser, Regenmesser, Ombrometer, Udometer oder Pluviometer, benutzt.

Die gewöhnlichen Ombrometer bestehen aus einem trichterförmigen Auffangegefäss von 250 bis 2,000 qcm Fläche und einem darunter befindlichen Sammelgefäss von etwa 7 Liter Fassungsraum, welches durch Umgiessen oder durch Öffnen eines Hahnes in ein kubiziertes Gefäss entleert wird. Behufs möglichster Einschränkung der Verdunstungsverluste aus dem Sammelgefässe, wird die Einlaufsöffnung sehr klein gehalten, nur etwa 8 mm im Durchmesser.

Schnee und Hagel werden behufs Messung geschmolzen, und ist es zweckmässig für dieselben das Auffangegefäss mit etwas einwärts gebogenen Rändern zu versehen, um ein Herausblasen der aufgefangenen Massen durch den Wind zu vermeiden. Hierfür empfiehlt Dr. Hellmann (DB. 1887, S. 18) überdies, dort wo nicht schon die gegebenen Verhältnisse einen gewissen Schutz erbieten, den Apparat innerhalb einer Umzäunung von solcher Höhe aufzustellen, dass die Oberkante des Zaunes von der Auffangefläche des Apparates aus gesehen, unter einem Winkel von 20 bis 25° erscheint.

Taf. 1, Fig. 1. Anordnung der Ombrometer, wie selbe in Österreich für die Beobachtungsstationen innerhalb der den hydrographischen Länderabteilungen zufallenden Flussgebiete (laut Ministerialerlass vom Jahre 1895) vorgeschrieben sind. Die Einrichtung besteht aus einem Ständer mit Bank zur Aufstellung des Apparates, dem Auffangegefässe *A*, dem Behälter *B* und einer Kanne *K* als Sammelgefäss. Das obere Ende des Ständers muss ungefähr 5 cm unterhalb des oberen Randes des Behälters liegen, damit das Auffangen des Niederschlages in keiner Weise beeinträchtigt werde. Der Abstand der Auffangefläche vom Erdboden beträgt in der Regel 1 m; an Stellen jedoch wo der Apparat verschneit oder in denselben Schnee hineingeweht werden könnte, ist derselbe entsprechend höher anzubringen. Die Auffangefläche hat bei 252,3 mm Lichtweite einen Inhalt von 500 qcm.

Zur Bestimmung der Niederschlagsmengen dient eine Massröhre, bestehend aus einem cylindrischen Gefäss, welches durch eingeätzte Striche in gleiche Raumteile eingeteilt ist, so zwar, dass die längeren Striche mit Ziffern ganze, und dazwischen die kürzeren Striche Zehntel Millimeter der Regenhöhe darstellen.

Als Ort der Aufstellung wird irgend ein dem Einflusse des Windes nicht ausgesetzter Platz empfohlen, wozu sich ein mässig ausgedehnter eingefriedeter Raum (Gemüsegarten oder grosser Hof, dagegen nicht das Dach eines Hauses) empfiehlt, wobei der Ombrometer von den Gebäuden oder Bäumen mindestens so weit entfernt sein muss, als diese Gegenstände hoch sind (ÖM. 1895, S. 258).

Das Ablesen dieser Apparate geschieht gewöhnlich ein- bis zweimal des Tages zur bestimmten Stunde, und werden die gewonnenen Resultate tabellarisch oder graphisch durch Kurven dargestellt.

Für gewisse Zwecke (z. B. zur Berechnung von Abzugskanälen in Städten) ist jedoch die Kenntnis der jährlichen und täglichen Regenmengen nicht genügend,

indem hierfür vielmehr einzelne stärkere Regenfälle (Sturzregen, Schlagregen) ihrer Dauer und Höhe, sowie der Intensität nach massgebend sind, womit gewöhnlich die Regenhöhe pro Stunde verstanden wird.

Nachdem aber mit obgenannten gewöhnlichen Ombrometern diesbezügliche Beobachtungen nicht angestellt werden können, werden zu dem Zwecke andere Apparate benutzt, bei denen entweder stets ein unmittelbares Ablesen der jeweiligen Regenhöhe möglich ist, oder welche die Regenintensitäten selbsttätig aufzeichnen (selbstzeichnende, selbstschreibende, selbstregistrierende Regenmesser oder Ombrographen).

Einen Apparat der ersteren Art zeigt der in nebenstehenden Textfiguren 1—1a dargestellte Regenmesser mit direkter Ablesung von Vinc. Pollack. Derselbe besteht aus dem Auffangegefäss *A* von Zinkblech und den gläsernen Messröhren LL_1 und L_2L_3. Ersteres hat eine Höhe von 100 mm (welche aber im Winter durch einen Aufsatzcylinder beliebig vergrössert werden kann) und einen solchen Durchmesser, dass bei der Röhrenweite von 41 mm, eine Teilstrichhöhe der Scala genau 1 mm Niederschlag entspricht. Die Glasröhre LL_1 in welche das Auffangegefäss mündet, hat eine Höhe von 1340 mm, ist unten verengt und rechtwinklig abbiegend durch das Teilungsbrett geführt. Mit dieser Röhre können nebenan, nach Bedarf, noch andere Glasröhren in Verbindung stehen, wie hier L_2L_3, welche durch den Umlauf *U* mit LL_1 in Verbindung steht. Beide Röhren sind unten durch zwei Kautschukplättchen *K* geschlossen, welche durch das von der Schraube *S* getragene Querbrettchen *B* angepresst werden. In jeder Röhre befindet sich ein weiss angestrichener Korkschwimmer *H*, welcher mit einem nach unten hängenden Stift versehen ist, um ein Schiefstellen oder Festklemmen des Schwimmers zu verhüten.

Fig. 1. Fig. 1a.

1: 20.
Regenmesser von Vinc. Pollack.

Das Teilungsbrett ist schwarz angestrichen und mit weissen Teilstrichen in gegenseitiger Entfernung von 28 bis 29 mm versehen (die genaue Entfernung wird durch Aichung bestimmt), und sind die Zehnerteilstriche etwas länger, und mit Ziffern von ungef. 90 mm Höhe bezeichnet.

Man kann auf diese Weise, ohne sich dem Apparat zu nähern (z. B. von einem Fenster aus) mit freiem Auge, oder bei grösserer Entfernung mittels Opernglas oder Fernrohr, zu jeder Zeit unmittelbar die Regenhöhe ablesen, was bei eintretendem Regen unter Vormerk der Zeit (z. B. jede Minute, oder in grösseren Intervallen, je nach der Regendichte) geschehen kann.

Steigt das Wasser in LL_1 über 41 mm, so tritt das Überfliessen nach L_2L_3 ein, und hebt sich dort ein zweiter Schwimmer, wodurch eine kontinuirliche Niederschlagshöhe von 81 mm gemessen werden kann, ohne die Röhren zu entlehren. Letzteres geschieht durch einfaches Lüften der Schraube *S*.

Dieser Apparat kam am Arlberg zur Anwendung und hat sich dort gut bewährt. Derselbe kostete bei der ersten Herstellung 20 Gulden (ÖZ. 1894, N:o 3).

Wiewohl aber ein solcher Apparat den Vorteil grösserer Bequemlichkeit hat, als die gewöhnlichen Ombrometer, und auch die Feststellung der Regenintensitäten gestattet, so ist damit doch der Nachteil verbunden, dass letzteres die ständige Aufmerksamkeit des Beobachters erfordert, und daher namentlich bei Nacht mit Schwierigkeiten verbunden ist.

Diese Übelstände sind bei den nachfolgenden selbstregistrierenden Ombrographen ganz vermieden. Dieselben haben aber den Nachteil einer verhältnissmässig grossen Kostspieligkeit.

Taf. 1, Fig. 2—2b zeigt einen neueren Ombrographen von Iszkowsky, welcher sich durch Einfachheit, Solidität und eine für technische Zwecke genügende Genauigkeit auszeichnet. Derselbe besteht dem Wesen nach aus dem Auffangegefäss *A* und einem mit Deckel geschlossenen zylindrischen Sammelgefäss *B*, welches durch das Rohr *C* mit dem Auffangegefäss in Verbindung steht. Dieses Gefäss *B* wird bis zu einer gewissen Höhe ständig mit Wasser gefüllt gehalten, worin sich ein zylindrischer, zwischen zwei Leisten geführter Schwimmer befindet, durch dessen Steigen die Menge des zugekommenen Niederschlagswassers zum Ausdruck gebracht wird. Zu diesem Behufe geht vom Schwimmer aus durch den Deckel des Gefässes eine Stange, welche am oberen Ende mit einem Querarm mit Schreibstift versehen ist, der mit einer mit Papier belegten Uhrwerkstrommel *T* in Verbindung steht, so zwar, dass bei der Drehung der Trommel der Niederschlag durch den Stift kontinuierlich aufgezeichnet wird. Das Sammelgefäss ist gegenüber dem Auffangegefäss so gross, dass für 1 mm Regenhöhe der Schwimmer um 2 mm steigt. Die Verdunstung aus dem Sammelgefässe ist infolge der Abschliessung desselben, selbst in der grösseren Hitze der Julitage kaum bemerkbar, und kann durch einige Tropfen Öl vollends behoben werden.

Zum Schmelzen von Schnee und behufs Hintanhaltung des Gefrierens des Wassers, kann eine Lampe *L* derart eingestellt werden, dass die Flammenwärme auf die Zuflussröhre und von dieser auf dass Auffangegefäss übertragen wird.

Bei den meisten Beobachtungsstationen genügt ein Sammelgefäss *B* für eine Niederschlagshöhe von 150 mm. Woselbst grössere Niederschläge zu erwarten sind, kann ein zweiter, gleich konstruirter Behälter *B′* eingeschaltet werden, in welchen das Wasser durch die Verbindungsröhre *rr′* überfliesst, sobald der Wasserspiegel im Behälter *B* den höchsten zulässigen Stand erreicht hat. Sodann tritt der Schwimmer von *B′* in Tätigkeit, und beginnt die Regenkurve auf der entgegengesetzten Seite der Trommel (mit anderfarbiger Tinte) zu zeichnen. Erreicht der Niederschlag die seltene Höhe von 300 mm, so kann das etwa noch weiter hinzukommende Regenwasser durch ein Überlaufsohr *R* behufs Abmessung in ein untergestelltes Gefäss abgeleitet werden. Bei Anwendung eines einzigen Sammelgefässes wird das Überlaufrohr *R* an diesem angebracht. Zur Entleerung der Sammelbehälter dienen die Ablaufrohre *a a′*.

Für die richtige Funktion des Apparates ist es von Wichtigkeit, dass derselbe mittels der vier Stellschrauben *S* und einer Dosenlibelle genau eingestellt wird, so dass die Trommel *T* vertikal steht (ÖM. 1895, S. 246).

„ Fig. 3—3a. Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess (erste Bauart). Das 500 qcm messende Auffangegefäss *A* setzt sich hier in eine Sammelröhre *R* fort, welche unten einerseits durch das Rohr *R* eine Fortsetzung bis in das Beobachtungszimmer erfährt, während sich an dieselbe andererseits ein Heberrohr *H* anschliesst. Die Röhren *R* und R_1 werden bis zum Anschluss des Heberrohres ständig mit Wasser gefüllt gehalten, welche Wassersäule unten durch eine Quecksilbersäule im gebogenen Rohre R_2 im Gleichgewicht gehalten wird. Wird nun bei

fallendem Regen die Sammelröhre gefüllt, so wird durch ihren Druck die Quecksilbersäule, bezw. der auf derselben befindliche hölzerne Schwimmer *Z* gehoben, und durch diesen mittels Zahnstange und Zahnrad die Bewegung auf den Stift *S* übertragen, welcher auf dem von der Papiertrommel *T* ablaufenden, durch das Uhrwerk *U* bewegten Papierstreifen die Regenkurve aufzeichnet. Sobald die Sammelröhre bis zum Scheitel des Hebers gefüllt ist, kommt dieser zur Wirkung, wodurch die Röhre auf einmal entleert und der Stift zurückgezogen wird. Heber, Sammelröhre und Auffangegefäss stehen in einem solchen Verhältnis zu einander, dass das jedesmal zur Entleerung kommende Wasser — also auch die Höhe der auf dem Papierstreifen ausgeführten Zeichnung — einer Regenhöhe von 4 mm entspricht. Das Uhrwerk markiert durch eine in der Figur nicht ersichtliche Vorrichtung jede einzelne Stunde mittels eines Nadelstiches auf dem Papier.

Ein solcher Apparat ist z. B. an der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in Verwendung. Fig. 3 a zeigt eine von demselben verzeichnete Regenkurve vom 11. August 1889 (ZfB. 1890, S. 504).

Taf. 1, Fig. 4, Regenmesser von Beckley. Dieser namentlich in England vielfach angewendete Apparat hat eine, der vorigen ähnliche prinzipielle Anordnung, zeichnet sich aber durch grössere Einfachheit aus. Hier gelangt das vom Auffangegefäss *A* kommende Wasser durch eine Röhre *R* in ein Sammelgefäss *B*, welches in einem mit Quecksilber gefüllten Gefäss *C* schwimmend erhalten wird, und darin in dem Verhältnis sinkt, als es mit Wasser gefüllt wird. Diese lotrechte Bewegung wird durch den unmittelbar am Gefässe *B* befestigten Stift *S* auf die durch ein Uhrwerk bewegte Trommel *T* übertragen. Sobald das Sammelgefäss gefüllt ist, wird es durch den Heber *H* selbsttätig entleert, worauf das Gefäss wieder emporschnellt um neuerdings gefüllt zu werden (Hdl.).

„ Fig. 5—5 a.. Regenmesser von Prof. Dr. P. Schreiber. Hier befindet sich unter einem Auffangekasten von 500 qcm Fläche ein Sammelrohr von ca. 5 cm Durchmesser und 5 m Länge, so dass jeder Millimeter Regen im Rohre eine Wassersäule von ungef. 25 mm Höhe erzeugt. Unter diesem Rohr befindet sich der Registrierapparat, der mit dem Boden des Sammelrohres durch eine Bleiröhre *R* so in Verbindung steht, dass dieselbe in ein System von mit einander kommunizierenden Dosen *D* von 100 mm Durchmesser mündet, welche sich beim Eintritt von Druckwasser nach oben erweitern und diese Bewegung durch den zweiarmigen Hebel *H* mittels der Schreibfeder *S* auf die Trommel *T* übertragen. Der Hebel trägt auf der einen Seite ein Gegengewicht *G* von 50 gr, um hiermit die für ein sicheres Einstellen nötige Spannung zu erhalten, während am anderen Arm nahe an der Drehachse das Dosensystem angreift, und in einer Entfernung von 500 m von der Drehachse die mit Anilin-Tinte gefüllte, an die Trommel federnd angedrückte Schreibfeder sich befindet. Der andere ebenso lange Arm endet in einen Zeiger, der die jeweilige Regenhöhe an einem Teilbogen angibt.

Die Trommel hat 200 mm Durchmesser und 250 mm Höhe, und geschieht deren einmalige Umdrehung in 50 Stunden, so dass die Streifen alle zwei Tage gewechselt werden müssen. Die Bewegung des Stiftes ist so geregelt, dass jeder Millimeter Niederschlag denselben um ca. 1 mm erhöht, so dass die Streifenbreite für 200 mm Regen ausreicht. Der Apparat ist am meteorologischen Institut in Dresden in Anwendung (Cl. 1895).

„ Fig. 6. Regenmesser von Dr. Maurer, und Hottingen & C:o (gegenwärtig Usteri-Reinacher) in Zürich. Derselbe besteht aus einem Auffangegefäss *A* von 250 qcm Öffnung, welches das Regenwasser in ein trichterförmiges Sammelgefäss *B* von 500 cbcm Fassungsraum fallen lässt. Letzteres ist um eine in einer Gabel sitzende Achse *a* drehbar, die sich unter dem Schwerpunkte des gefüllten Gefässes und etwas seitwärts von der Symmetrielinie befindet, so dass das gefüllte Gefäss das Bestreben hat nach rechts zu kippen, was durch die gabelförmige Knagge *k* verhindert wird, gegen welche sich das untere Ende des Gefässes stützt. Die Gabel

sitzt auf einer nach unten verlängerten Stange, welche am unteren Ende einen Arm mit dem Schreibstift *S* trägt, welch letzterer gegen die mit Papier belegte und vom Uhrwerk *U* getriebene Trommel *T* gedrückt wird. Hierbei wird der Apparat durch eine Spiralfeder *F* getragen, und sinkt bei zunehmender Füllung des Gefässes, wobei die Spiralfeder gedehnt wird. Der Widerstand der Feder ist so bemessen, dass der Stift bei leerem Gefäss am oberen, und bei gefülltem Gefäss (entsprechend 20 mm Regenhöhe) am unteren Ende der Trommel steht. Sobald aber dies eingetroffen, stösst die Knagge *k* gegen die feste Schraube *l*, wodurch das Gefäss *B* frei wird, und umkippt, um den Inhalt in den Trichter *C* zu entleeren und durch den Schlauch *S* ablaufen zu lassen.

Nach der Entleerung richtet sich das Sammelgefäss durch das Übergewicht des unteren Endes selbsttätig wieder auf, und wird von der Feder wieder in die Höhe gezogen, wobei der Schreibstift eine vertikale Linie beschreibt. Der Apparat kostet 160 Mark, bei grösserer Trommel mit 3 tägiger Umdrehungszeit 208 Mk. (ZfB. 1890, — Cl. 1894).

Taf. 1, Fig. 7—7 b. Regenmesser von Dr. Sprung und R. Fuess (neuere Bauart, mit elektrischer Übertragung). Hier hat das Auffangegefäss eine Öffnung von 500 qcm und entleert den Inhalt in eine Hornersche Wippe *W*, welche aus zwei gleich grossen, durch sine Scheidewand getrennten Abtheilungen von je 5 cbcm Inhalt — entsprechend 0,1 mm Regenhöhe — besteht, und die um eine Schneide abwechselnd nach der einen und der anderen Seite kippt (sobald die bezügliche Seite vollständig gefüllt ist), und den Inhalt in den darunter gestellten Ablauftrichter *T* entleert. Etwaige feste Niederschläge werden durch die Lampe *L* geschmolzen. Die Bewegungen der Wippe werden mittels der Drähte *a* und *b* nach dem im Beobachtungszimmer befindlichen Registrierapparat (Fig. 7 a) übertragen, indem bei jeder Auf — und Abwärtsbewegung der Wippe bei *c* auf kurze Zeit der Stromschluss erfolgt, wodurch ein Elektromagnet *E* in Thätigkeit tritt, und durch dessen in dass Zahnrad *Z* eingreifende Hemmvorrichtung (Echappement) *D* den am unteren Ende belasteten Papierstreifen *P* von einer Rolle *K* abwickelt. Quer über den Papierstreifen bewegt sich die Schreibfeder *F* in der Weise, dass sie mit einer Stange *S* verbunden ist, welche durch die Achse des Minutenzeigers der Uhr *U* in Bewegung gesetzt wird.

Hier wird somit entgegen den vorigen Apparaten der Papierstreifen durch das Regensammelgefäss, bezw. die Wippe und der Stift durch das Uhrwerk in Bewegung gesetzt, wodurch also das Papier nur dann fortbewegt wird, wenn Regen fällt, daher ein unnöthiger Papierverbrauch in regenloser Zeit vermieden wird.

Der nähere Vorgang im Bewegungsmechanismus besteht darin, dass die an der unteren Fläche rauhe Stange *S* auf den Rollen *r* und *R* aufliegt, und durch erstere, mit rauhen Rändern versehene und mit dem Uhrwerk verbundene Rolle, vom linken bis zum rechten Rand des Papierstreifens geschoben wird. Am Ende jeder Stunde hebt der Zeiger *Z* durch Berührung der Backe *B*, die Rolle *R*, und damit auch die Schiene *S* von der Triebrolle *r* etwas ab, wonach die Schiene dem Zuge einer über die Rolle *R* laufenden Schnur, bezw. des an ihr angehängten Gewichtes *v* nachgebend, wieder zurück schnellt, um dann wieder die langsame Bewegung nach rechts zu beginnen. Hierbei dient das Gewicht *g* zur Ausgleichung des Gewichtes von *v* und *R*. Ausserdem wird nach Ablauf jeder Stunde der Papierstreifen um ein bestimmtes kleines Mass vorgeschoben, so dass sich regenlose Stunden durch parallele, nahe an einander liegende Linien kennzeichnen. Die hierfür erforderliche Verschiebung des Papierstreifens geschieht gleichfalls durch den Elektromagnet *E*, indem bei der jedesmaligen Berührung des Uhrzeigers *Z* mit dem Backen *B* durch die Drähte *d* und *e* ein Stromschluss erzeugt wird.

Ein solcher Apparat ist z. B. in Königsberg in Anwendung, und zeigt Fig. 7 b eine von demselben verzeichnete Regenkurve. Derselbe kostet einschliess-

lich Stromerzeuger und Leitungen 520 Mk. (ZfB. 1890 S. 505 — CBl. 1890 N:o 21 s. 215, — Cl. 1894, S. 542).

C. Verdunstung.

Die Verdunstung ist von zahlreichen, teilweise sehr verwickelten Verhältnissen abhängig, und sind es namentlich folgende Umstände welche hierauf einen Einfluss haben:

1) die Temperatur und Feuchtigkeit der Luft. Die Verdunstung findet zu allen Jahreszeiten, also auch im Winter statt, wenn auch in geringerem Grade. Wenn die Verdunstung bei + 25° C gleich 100 angenommen wird, so beträgt dieselbe nach Nerman*) unter sonst gleichen Verhältnissen bei + 20, + 15, + 10, + 5, ± 0, —5, —10, —15, —20° bezw. 73,8, 53,9, 38,9, 27,7, 19,5, 13,2, 9,2, 5,8 und 3,8;

2) die Stärke der Winde, indem bei stärkerem Winde die entwickelte Feuchtigkeit rascher abgeleitet, und dadurch die Verdunstung befördert wird;

3) die Dichtigkeit des Niederschlages, indem bei Niederschlägen gleicher Höhe ein grösserer Teil abfliesst, und sich der Verdunstung entzieht, wenn dieselben in kürzerer Zeit fallen, als wenn sie sich auf eine längere Zeit verteilen;

4) die geologische Beschaffenheit der obersten Erdschichten. Je durchlässiger der Boden, desto weniger abfliessendes Tagwasser, desto grösser die Verdunstung und Versickerung. Trockener und durchlässiger Boden saugt die Niederschläge meistens vollkommen auf, worauf aber wieder der grösste Teil aus der oberen Erdschicht verdunstet;

5) die Neigung des Geländes, indem mit zunehmender Neigung der Abfluss begünstigt, und daher die Verdunstung vermindert wird;

6) der Kulturzustand des Bodens, je nachdem derselbe mehr oder weniger bebaut, von Sümpfen, Seen oder Wäldern bedeckt ist. Durch die Vegetation, namentlich durch das Gras, wird die Verdunstung im allgemeinen wesentlich befördert. Die Pflanzen saugen durch ihre Wurzeln die Feuchtigkeit aus dem Boden auf und hauchen dieselbe durch die Blätter wieder aus. Nur ein geringer Teil des aufgenommenen Wassers wird in der Pflanze zur Stoffbildung festgehalten, indem nach König bei einer Ausgabe von 400 bis 600 kg Wasserdunst im Durchschnitt nur etwa 1 kg Pflanzenstoff gebildet wird. Bei den Wäldern wird aber einerseits durch die Feuchtigkeit der Atmosphäre unter den Bäumen daselbst die Verdunstung verzögert, während andererseits hier nur ein Teil

*) G. Nerman, Bidrag till kännedom af förhållandet mellan nederbörd och afdunstning IFF. 1886 S. 81.

des Niederschlages auf den Boden gelangt. Nach den Untersuchungen der österreichischen Forstverwaltung erreichen im Laubwalde nur etwa $^2/_3$ der Regenmenge, im Nadelwald nur $^1/_3$ den Boden, während der übrige Teil sogleich wieder verdunstet, ohne dass er den Boden trifft. Andererseits aber verursachen die Wälder eine Verzögerung des Wasserabflusses, teils dadurch dass der mit Streu bedeckte Wald bedeutende Wassermengen zurückhält, teils dadurch, dass der Wald auf das Schmelzen des Schnees verzögernd einwirkt, daher das Aushauen von Wäldern zu Überschwemmungen wesentlich beitragen kann. Nach König kann Laubstreu auf 100 kg von dessen Gewicht in lufttrockenem Zustand 200 bis 250 kg Wasser zurückhalten und das Nadelholzstreu bezw. 110 bis 150 kg.

Von Sümpfen kommt nur ein geringer Teil des Niederschlagswassers zum Abfluss, daher hier der grösste Teil verdunstet. Da hierbei der Erde Wärme entzogen wird, so bilden die Sümpfe in den närdlichen Ländern gefährliche Frostherde, von denen oft die schädlichen Frühjahrsfroste ausgehen.

Bezüglich der Grösse der jährlichen Verdunstung von der freien Wasserfläche fand z. B. Colding in Kopenhagen für 11 Beobachtungsjahre (1849—1859) im Minimum 608,8 und im Maximum 778,2, im Mittel 709,7 mm, und betrugen die monatlichen Mittelwerte für den Januar 6,3, Februar 12,6, März 18,6, April 47,1, Mai 109,8, Juni 147,5, Juli 134,9, August 97,3, September 47,1, Oktober 25,1, November 18,8 und December 6,3 mm. Ferner fand Colding für die Verdunstung bei wassergetränktem Rasen, mit Gras von 25 mm Länge, für die Jahre 1852 bis 1859 ein Minimum von 652,8 und ein Maximum von 828,1, im Mittel 764,3 mm, dagegen bei einer Graslänge von 250 mm im Minimum 740 und im Maximum 1672,5 im Mittel 1116,6 mm. Somit war die Verdunstung vom Rasen mit kurzem Gras 7,6 % und von jenem mit längerem Gras 57,3 % grösser als von der freien Wasserfläche.

In Schweden wurden nach Beobachtungen an verschiedenen Stellen für die Jahre 1881 bis 1885 für die Verdunstung von der freien Wasserfläche die nachfolgenden Werte gefunden:

	Frei ausgesetzt für Sonne und Regen		Im Wald unter Bäumen	
	Min. mm	Max mm	Min. mm	Max. mm
Juni	105	180	30	50
Juli	120	200	30	50
August	70	130	19	40
September	16	90	7	25

Nach Nerman beträgt für das mittlere Schweden die jährliche Verdunstung von der freien Wasserfläche im Mittel 600 mm, jedoch von Sümpfen und ähnlichem durchfeuchteten Boden 700 mm, und von beschatteten Flächen nur ungef. 28 % der Verdunstung von der freien Wasserfläche.

Desgleichen wird für Deutschland die jährliche Verdunstungshöhe einer dem Winde zugänglichen Wasserfläche mindestens gleich 600 mm, mit der Möglichkeit einer Steigerung aufs Doppelte, angegeben sowie, dass die Verdunstung im Walde bei streufreiem Boden ca. 40 % und bei streubedecktem Boden nur ca. 15 % derjenigen bei freier Wasserfläche beträgt (Rh.).

Nach König kann man für Deutschland mit Rücksicht auf dessen Waldbestand und Ackerbau das Verhältnis der Verdunstungshöhen zu der Höhe der oberirdischen Niederschläge in folgender Weise annehmen:

1. Für die unmittelbare Verdunstung des von dem Regen durchnässten Bodens und seiner Pflanzenoberfläche 80 % der oberirdischen Niederschläge; die Verdunstungshöhen der freien Wasserflächen übersteigen sogar oft die der oberirdischen Niederschläge und die Verdunstung des natürlich durchfeuchteten Bodens ist kaum geringer als jene, daher obige 80 % nicht zu hoch sind.

2. Die Dämpfe welche aus dem Untergrunde über die Oberfläche aufsteigen mit 10 %.

3. Der Wasserbedarf für den Atmungsprozess der Pflanzen ist durchschnittlich jährlich 450 mm Niederschlagshöhe, gleich 60 % der oberirdischen Niederschläge, deren Höhe för Deutschland gleich 750 mm angenommen wird; mit Rücksicht darauf, dass nicht die ganze Landfläche bepflanzt ist, wird nur 40 % in Rechnung gebracht.

4. Die Verdunstungshöhe der Bäche, Flüsse und Seen mit 6 % der oberirdischen Niederschläge, wonach sich eine gesamte Verdunstung von 136 % der oberirdischen Niederschläge ergibt.

Nachdem aber überdies nach der gewöhnlichen Annahme etwa 33 % der am festen Lande gefallenen Niederschlagsmengen durch die Flüsse dem Meere zugeführt werden (in Deutschland nach König 47 % nach Minard und Hagen sogar 58 %, vergl. AB. 1880, S. 15), so folgt hieraus, dass nicht die gesamte an der Erdoberfläche zur Verdunstung kommende Wassermenge von den oberirdischen Niederschlägen herrühren kann, sondern dass ein grosser Teil aus dem Erdinneren kommt, und den früher bei Besprechung des Wasserkreislaufes angeführten Ursprung in der unterirdischen Atmosphäre hat, welche teils durch Absinken feuchter Luft der oberirdischen Atmosphäre in die oberen Erdschichten, teils durch Emporsteigen von Wasserdämpfen entsteht, die vom eingedrungenen Meerwasser herrühren. Diese Dämpfe werden bei entsprechender Temperaturabnahme in verschiedenen Tiefen zu Grundwasser kondensiert, das

dann bis zu einem gewissen Grad wohl auch durch die Kapillarattraktion höher steigt und sodann teils unmittelbar, teils durch Aufsaugen durch die Wurzeln der Pflanzen über die Erdoberfläche empor verdunstet.

Zur Bestimmung der Verdunstung von der freien Wasserfläche werden besondere Apparate (Verdunstungsmesser, Evaporometer oder Atmometer) verwendet, wobei die Verdunstungshöhe des in einem offenen Gefäss befindlichen Wassers durch besondere Vorrichtungen genau gemessen wird. Die Verdunstung von der Erdoberfläche ist dagegen schwer zu ermitteln. Gewöhnlich wird diese Verdunstung als Unterschied zwischen der ombrometrisch bestimmten und der versickerten Niederschlagsmenge, nach Abzug des allfällig oberirdisch abfliessenden Teiles, angegeben, wobei aber eine zuverlässige Feststellung der zum Grundwasser versickerten Niederschlagsmengen, die hierbei nur in Frage kommen können, nicht leicht möglich ist.

D. Versickerung (Infiltration).

Die in den Erdboden versickerten Niederschlagsmengen werden meistens in der oberen Erdschicht ganz und gar zurückgehalten, um dann von hier entweder unmittelbar, oder unter Vermittlung des Aufsaugens durch die Gewächse zu verdunsten. Nur ausnahmsweise, bei stark durchlässigem Boden und längere Zeit anhaltendem Regen kann ein Teil der eingedrungenen Wassermengen bis zu den obersten Grundwasserschichten, oder durch Klüfte und Spalten auch tiefer in das Erdinnere vordringen.

So wurde nach König vom Geologen Otto Volger beobachtet, dass der stärkste Regen kaum einen Meter tief eindringt; selbst in sandigem Boden, auf welchem Wasser monatelang angesammelt stand, wäre es ihm nicht gelungen das Eindringen des Wassers auf grössere Tiefe als 0,6 m nachzuweisen. Wurden ferner Drainageröhren nur einige Fuss tief in den Boden versenkt, so blieben sie vollkommen trocken von Sickerwasser, während beim Eingraben von drei Rohrsträngen über einander, den einen 0,6 m, den zweiten 1,2 m und den dritten 1,8 m tief, nur im untersten gelegentlich fliessendes Wasser, im mittleren etwas Feuchtigkeit, im obersten aber nur Trockenheit vorgefunden wurde. Hieraus kann gefolgert werden, dass die Bodenfeuchtigkeit von unten nach oben aufsteigt, und nicht von oben herabsinkt.

Als weiterer Beweis für die Richtigkeit dieser Annahme wird angeführt, dass es nach de la Hire auf den Gipfeln der Berge oft Brunnen gäbe, welche ununterbrochen reichlich Wasser besitzen, obwohl hier Zuflüsse von durchsickern-

dem Regen- und Schneewasser nicht möglich seien. Ferner wurde von de la Hire an einer dem Auffallen des Regens und Schnees ganz freien und offenen Stelle eine Metallschale von 1/8 qm horizontaler Bodenfläche und 0,15 m Höhe 2,5 m tief unter der Erdoberfläche eingegraben, und am tiefsten Punkt mit einer 4,0 m langen Abflussröhre versehen, welche in einen benachbarten Keller ausmündete. Diese Messvorrichtung soll während 15 jähriger Beobachtung nicht einen Tropfen Wasser ergeben haben.

Dieselbe Vorrichtung wurde ferner 0,4 m tief unter der Erdoberfläche eingegraben und es war kein Sickerabfluss zu bemerken. Bepflanzte man die über dem Gefässe befindliche Oberfläche, so verkümmerten die Pflanzen sehr schnell wegen Trockenheit des Wurzelbodens, da durch das Gefäss das Aufsteigen der Untergrunddämpfe zu dieser Stelle verhindert wurde.

Auch aus Erfahrungen der Praxis kann gefolgert werden, dass die Versickerung keine nennenswerte sein kann, wie z. B. aus dem Verhalten von Erddämmen, welche einem seitlichen Wasserdruck zu widerstehen haben, also der Fangedämme, Deiche und Staudämme, von denen namentlich die letzteren einem ständigen Wasserdruck bis zu etwa 20 m Höhe ausgesetzt sind ohne durchsickert zu werden.

Die Bestimmung der Versickerung geschieht in gebräuchlicher Weise durch Benutzung von s. g. Versickerungsmessern (Infiltrationsmessern), bestehend aus Kästen oder Röhren von etwa 1 m Länge, welche am unteren geschlossenen Ende mit einem Ablaufrohr versehen sind, und mit den auf die Versickerung zu untersuchenden Erdarten, in der ihrem natürlichen Zustand entsprechenden Dichtigkeit gefüllt werden. Mit einer solchen Vorrichtung hat z. B. Dalton (1836—43) umfangreiche Versuche angestellt, und bei einer Füllung, bestehend von oben nach unten aus 25 cm sandigem Lehm, 39 cm sandigem Kies und 30 cm reinem Kies folgende Versickerungsmengen in Prozenten der jeweiligen Niederschlagsmenge gefunden:

Januar 63,4 %, Februar 68 %, März 49,5 %, April 13,6 %, Mai 5,75 %, Juni 4 %, Juli 3,1 %, August 0,37 %, September 4,57 %, Oktober 24,0 %, November 57,2 %, Dezember 62,3 %. Die dabei als Unterschied zwischen den Niederschlägen und diesen Versickerungen gefundene Verdunstung betrug im Sommer 94,8 % im Winter 46 % und im Jahresdurchschnitt 60,4 % der Regenhöhe.

Der Widerspruch zwischen diesen Resultaten und den oben angeführten Erfahrungen bezüglich der Versickerung dürfte darin seinen Grund haben, dass bei letzteren Versuchen die örtlichen Verhältnisse für die Verdunstung weniger günstig gewesen sein dürften, sowie dass hier etwa ein mehr oder weniger grosser Teil des gefundenen Sickerwassers nicht von den eigentlichen Niederschlägen,

sondern vom Kondensationswasser der eingedrungenen feuchten Luft hergerührt haben kann.

Eine andere Art der Bestimmung der Sickerwassermengen besteht darin, dass dieselben gleich den von Drainagen abgeführten Wassermengen angenommen werden. Allein auf Grund des früher Gesagten muss auch hier angenommen werden, dass diese Wassermengen oft zum grösseren Teil nicht unmittelbar von den oberirdischen Niederschlägen, sondern vom Kondensationswasser der von oben eingedrungenen feuchten Luft, und der von unten aufsteigenden Wasserdämpfe der unterirdischen Atmosphäre herrühren.

Die durch Drainagen abgeleiteten Wassermengen können bei Tonboden bis zu 30 %, bei Lehmboden bis zu 40 % und bei Kiesboden mit darüber liegender Humusschichte ca. 45 % der Niederschlagsmenge entsprechen, und betragen im Mittel etwa 0,00075 cbm pro Sekunde und ha (Rh.).

E. Das Grundwasser.

Das im Erdinneren vorkommende Grundwasser wird in verschiedenen Tiefen, von nahe unter der Erdoberfläche bis zu mehreren hundert Meter tief unter derselben angetroffen, und befindet sich in durchlässigen Erdschichten (s. g. wasserführenden Schichten, Grundwasserträgern), welche zwischen undurchlässigen Schichten eingebettet und in mehreren s. g. Wasserstockwerken über einander gelagert sind. Dabei befindet sich das Grundwasser teils im Ruhezustand in Grundwasserbecken, teils bewegt es sich als s. g. Grundwasserstrom nach tiefer gelegenen Gebieten, um dann in Form von sichtbaren Quellen an den Tag zu treten, oder sich als unsichtbare Quellen unter der Wasserfläche in Flüsse, Seen und in das Meer zu ergiessen, oder im Erdinneren soweit vorzudringen, dass es durch die innere Erdwärme in Dampf verwandelt, und in dieser Form wieder in die höheren Erdschichten emporgetrieben wird. Wenn sich der Grundwasserstrom zwischen undurchlässigen Schichten mit Druck befindet, so ist dies ein s. g. artesischer Strom.

Dem Ursprunge nach dürfte entsprechend den früheren Darlegungen nur bei den obersten Grundwasserschichten ein Teil unmittelbar von versickerten oberirdischen Niederschlägen, und an den Ufern der Flüsse, Seen und am Meerestrand vom versickerten Tagwasser herrühren, während der übrige Teil von den unterirdischen Niederschlägen der von oben eindringenden feuchten Luft der oberirdischen Atmosphäre, und von den emporsteigenden Dämpfen der unterirdischen Atmosphäre kommen dürfte.

Dieser letztere Beitrag rührt nach König vom Meere her, dessen Wasser durch Klüfte, Spalten und Risse, bei grösserer Tiefe durch den hohen Druck selbst

durch geschlossenes Gefüge bis zu so grossen Tiefen getrieben wird, dass es durch die innere Wärme der Erde verdampft, und in dieser Form durch die grosse Spannung sowohl nach den Seiten als auch nach oben so weit getrieben wird, bis sich die Dämpfe durch entsprechende Abnahme der Temperatur zu Grundwasser kondensieren. Die Entfernung bis zu welcher das Meerwasser vom Meeresboden in das Innere der Erde sich ausbreiten kann, ist bei grösserer Tiefe entsprechend dem hohen Druck jedenfalls eine ausserordentlich grosse, so dass es sehr wohl denkbar ist, dass bei einem von verschiedenen Meeren eingeschlossenen Kontinent, die von denselben eingedrungenen Wasser einander erreichen.

Hierdurch lässt sich auch nur die Wirkung derjenigen Rohrbrunnen erklären, die ohne mit entsprechend hoch gelegenen Niederschlags- und Sickergebieten in Verbindung stehen zu können, als s. g. artesische Brunnen Druckwasser liefern, wie dies beispielsweise bei vielen in den Oasen der Wüsten Afrikas und Arabiens angelgten Brunnen der Fall ist. Diese bis zu mehreren hundert Meter hinabreichenden Brunnen stehen mit Behältern im Erdinneren in Verbindung, wo sich das aus den Wasserdämpfen entstehende Grundwasser unter dem Druck jener gespannten Dämpfe befindet. Auch der Umstand, dass solche Bohrbrunnen, oft nach Art der natürlichen Sprudel (Gejser) heisses Wasser liefern, lässt sich in gleicher Weise erklären.

Für die Richtigkeit dieser Annahme über die Bildung des Grundwassers hauptsächlich aus den Niederschlägen im Erdinneren spricht schliesslich auch die Tatsache, dass ein ausgedehnter Waldbestand die Bildung und Unterhaltung des Grundwassers und der Quellen sehr begünstigt, trotzdem im Walde ein grosser Teil der Niederschläge schon von den Kronen der Bäume zurückgehalten wird und von dort aus verdunstet, während der durchdringende Teil meistens von dem mit Streu, Moos etc. bedeckten Boden festgehalten wird und von dort allmählich verdunstet. Die Bildung des Grundwassers hat aber hier seinen Grund darin, dass die Waldluft eine grössere relative Feuchtigkeit besitzt und dadurch beim Hinabsinken in das Erdinnere auch grössere Niederschläge bildet, nebstdem diese feuchte Luft auch dem Empordringen der unterirdischen Feuchtigkeit hinderlich ist. Ferner wird auch im Walde infolge der Beschattung durch die Bäume die Erdoberfläche nicht soviel erwärmt und dadurch die Bildung der unterirdischen Niederschläge begünstigt.

Für gewisse Zwecke, namentlich für Wasserversorgungen ist die Kenntnis der Bewegung und der Mengen des Grundwasserstromes von Wichtigkeit. Dieselben werden im allgemeinen aus der Beschaffenheit des Grundwasserspiegels und jener des Grundwasserträgers beurteilt. Unter bestimmten Voraussetzungen über die Beschaffenheit des letzteren kann der Verlauf der Oberfläche des Grundwassers in folgender Art bestimmt werden:

Taf. I, Fig. 8. Form der Oberfläche des Grundwassers, bei dessen Abfluss aus einem homogenen Grundwasserträger in einen offenen Rezipienten von der Tiefe h, oder dessen Wasserfläche sich in einer Höhe h über der horizontalen Oberfläche der undurchlässigen Schicht unter dem Grundwasserträger befindet.

Bei Voraussetzung eines Grundwasserträgers von gleichartigem Gerölle kann die Geschwindigkeit des Grundwassers erfahrungsgemäss dem Gefälle des Wasserspiegels proportional angenommen werden. Ist daher an einem beliebigen Punkte B der Wasserfläche, dessen Abstand vom Ausflusspunkte A mit x, und dessen Höhe über der undurchlässigen Schicht mit y bezeichnet wird, das relative Gefälle (Verhältnis des Höhenunterschiedes zweier nahe gelegenen Punkte der Wasserfläche zu ihrer Entfernung):

$$J = \frac{dy}{dx}, \text{ so ist die Geschwindigkeit}$$

$$v = k\frac{dy}{dx},$$

worin k einen von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängigen Erfahrungskoeffizienten bezeichnet.

Wird ferner vom Grundwasserstrom eine Breite $= 1$ in Betracht gezogen und bezeichnet k_1 den Durchlässigkeitskoeffizienten (Verhältnis zwischen dem wasserdurchlassenden Teil und dem ganzen Querschnitt des Grundwasserträgers, je nach der Korngrösse $= 0{,}2$ bis $0{,}4$), so ist der durchlassende Querschnitt bei B:

$F = k_1 . y . 1$ und die als konstant vorausgesetzte sekundliche Wassermenge

$$Q = F . v = kk_1 y \frac{dy}{dx}$$

$$Qx = kk_1 \frac{y^2}{2} + C,$$

oder, da für $x = o$, $y = h$, daher $C = - kk_1 \frac{h^2}{2}$

$$y^2 = \frac{2Qx}{kk_1} + h^2,$$

$$z = y - h = \sqrt{\frac{2Qx}{kk_1} + h^2} - h$$

Demnach bildet im vorliegenden Falle das Längenprofil der Oberfläche des Grundwasserstromes eine Parabel, und kann die Gleichung dazu dienen, um bei bekannter Wassermenge Q die Höhenlage der Grundwasserfläche an beliebiger Stelle, oder umgekehrt bei unmittelbarer Messung dieser Höhenlage (durch Bohrung) die Wassermenge zu ermitteln.

Unter anderen Verhältnissen, also bei ungleichmässiger Beschaffenheit des Grundwasserträgers, unregelmässigem Verlauf der undurchlässigen Schicht oder wechselnder Breite des Grundwasserstromes, bildet das Längenprofil im allgemeinen eine mit kontinuirlichem Gefälle gegen den offenen Rezipienten verlaufende Wellenlinie.

Der Geschwindigkeitskoeffizient k kann durch Versuch in der Weise bestimmt werden, dass die fragliche Bodenart des Grundwasserträgers in ein am Boden mit einem Sieb versehenes Gefäss bis zu einer gewissen Höhe H gefüllt, und durch diese Füllung reines Wasser mit einer Druckhöhe H_1 filtriert wird. Die Geschwindigkeit u des abfliessenden Wassers ist dann der Druckhöhe direkt und der Höhe der Filterschicht indirekt proportional, daher:

$$u = k\frac{H_1}{H}$$

Bezeichnet ferner F die Grundfläche und $F_1 = k_1 F$ den wasserdurchlassenden Querschnitt (wobei wie oben angeführt $k_1 = 0{,}2$ bis $0{,}4$), so ist für die sekundliche Wassermenge auch

$$u = \frac{Q}{F_1}, \text{ daher}$$

$$k = \frac{Q}{F_1} \cdot \frac{H}{H_1}$$

Im allgemeinen darf angenommen werden, dass der Koeffizient k dem Durchmesser des Kornes direkt proportional ist.

Für gewisse Zwecke ist eine regelmässige Feststellung der Höhe des Grundwassers (des s. g. Grundwasserstandes) erforderlich, was durch Anwendung von Pegeln der später besprochenen Art geschieht, welche in Brunnen angebracht werden.

F. Das Tagwasser.

1. Allgemeines.

Bei dem alle fliessenden und ruhenden Gewässer der Erdoberfläche umfassenden Tag- oder Oberflächenwasser ist für die Zwecke des Wasserbaues vor allem die Kenntnis der Höhenlagen der Wasserfläche, der Tiefen und der Wassermengen von Wichtigkeit.

Stellt die nachstehende Textfig. 2 irgend welchen Durchschnitt (Profil) eines stehenden, oder den Querschnitt (das Querprofil) eines fliessenden Gewässer und Fig. 2a den Längenschnitt (das Längenprofil) des letzteren vor, so nennt man die Höhe der Wasserfläche in bezug auf irgend einen Horizont

Fig. 2.

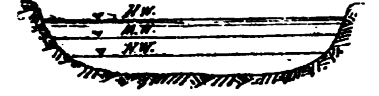
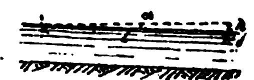


Fig. 2a.



den Wasserstand. Man unterscheidet den Niedrigwasser-(Niederwasser-), Mittelwasser-, und Hochwasserstand, welche mit bezw. *N.W.*, *M.W.* und *H.W.* bezeichnet zu werden pflegen, sowie auch noch den s. g. normalen oder gewöhnlichen Wasserstand, welcher im Jahre ebenso oft überschritten als nicht erreicht wird, und den absolut höchsten und den absolut niedrigsten Wasserstand.

Bei den Querprofilen fliessender Gewässer hat man das eigentliche Rinnsal (Flussbett, Flussprofil) und das Überschwemmungsgebiet (Inundationsgebiet) zu unterscheiden.

Ist α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen den Horizont und h deren absolutes Gefälle auf die Länge l, so ist

$$\frac{h}{l} = \text{tang}\ \alpha = J.$$

das relative Gefälle, bezw. Gefälle auf die Längeneinheit. Ist ferner F die Querschnittfläche eines rinnenden Gewässers bei einem bestimmten Wasserstand und v die mittlere Geschwindigkeit des Wassers in diesem Profil, so ist:

$$Q = F.v$$

die sekundlich abfliessende Wassermenge.

Der die Ermittlung der Wasserstände und Wassermengen umfassende Teil des Wasserbaues bildet die s. g. Hydrometrie.

2. Bestimmung der Profile.

Die Aufnahme der Profile geschieht durch Messung der Tiefenlage bestimmter Punkte des Profils unter einem angenommenen Horizont. Gewöhnlich werden diese Tiefenmessungen (s. g. Peilungen) auf die Wasserfläche bezogen und werden bei kleineren Tiefen mittels Peilstangen mit Centimeterteilung vorgenommen, an denen die Tiefe entweder direkt, oder durch Einnivellieren abgelesen wird, während bei grösseren Tiefen das Senkblei zur Anwendung kommt. Bei ausgedehnten Peilungen werden zur Erleichterung und Beschleunigung der Peilarbeit auch besondere Vorrichtungen, nämlich Peilschiffe mit besonders eingerichteten Peilwagen oder mit selbsttätigen Peilapparten benutzt. Im folgenden sollen einige Apparate dieser Art besprochen werden.

Taf. 1, Fig. 9. Peilschiff, angewendet bei der Kanalisierung des Eisernen Tores an der unteren Donau bei Orsova[1]). Da bei diesen grossartigen Arbeiten sehr umfangreiche Felssprengungen unter Wasser ausgeführt werden mussten, so waren hierfür sehr ausgedehnte Peilungen erforderlich, um durch eine genaue Aufnahme der Flusssohle die endgiltige Festlegung der Baupläne und darnach die Berechnung der Arbeitsleistung der Felsprengungen vornehmen zu können. Gleichzeitig musste diese Aufnahme ein genaues Bild des Arbeitsfeldes geben, sodass jeder Punkt wieder auffindbar wurde und die Arbeitseinteilung nach der Tiefe der zu beseitigenden Felsen bestimmt werden konnte. Zu dem Behufe wurde über jeder Baustelle im Bereich der auszusprengenden Kanäle ein Quadratnetz von Punkten in 1 m Entfernung angelegt. Dies gab bei 60 m Kanalbreite und einer jederseits noch 5 m breiten Aufnahmszone, somit bei einer Gesamtbreite von 70 m, per Kilometer 70 000 Peilungen.

Zur Durchführung dieser Arbeit wurde das in Fig. 9 im Querschnitt ersichtliche Peilschiff (Sondierschiff) benutzt, das als Doppelboot gebaut war, bestehend aus zwei eisernen Kähnen von je 35 m Länge, 4 m Breite und 0,6 m Tiefgang, welche in 13,35 m Achsenentfernung durch sechs eiserne Querträger und zwei Andreaskreuze mit einander gekuppelt waren. Der Zwischenraum von 9,35 m lichter Weite war durch eine als Messbühne eingerichtete Plattform überbrückt, in der parallel und senkrecht zur Mittellinie 10 . 20 = 210 Peillöcher in je 1 m

[1]) Vergl. „Wasserbau IV. Teil" S. 46.

Entfernung angeordnet und zwischen ihren Längsreihen sechs Schienen verlegt waren, welche fünf Gleise von je 2 m Spurweite für die zwei Peilwagen bildeten. An den Kopfseiten der Messbühne befanden sich tiefer liegende Plattformen mit einem Quergleis von 1,2 m Spurweite für je eine Schiebebühne, womit die Peilwagen von einem Gleis zum anderen versetzt wurden.

Gegen die Strömung wurden zwei vierarmige Hauptanker an etwa 1000 m langen, von Schwimmbojen getragenen Ketten und je zwei Seitenanker ausgeworfen, so dass das Schiff mit Hilfe der auf Deck befindlichen Winden leicht verholt, geschwenkt, eingerichtet und festgelegt werden konnte.

An den Peilwagen waren in den Ecken eines Quadrates von 1 m Seitenlänge zwischen je zwei Rollenpaaren vier Peilstangen, in Form von eisernen Rohren von 121 mm Durchmesser und 10 m Länge, angebracht. Dieselben wurden durch je eine am Wagen angebrachte Winde in der Art gehoben und gesenkt, dass sie durch eine unten befestigte Öse an einem zur Trommel der Winde geführten Drahtseil von 10 mm Dicke aufgehängt waren. Die Peilstangen waren mit einer Decimeterteilung versehen und wurden an einem festen Ablesemasstab mit Centimeterteilung vorbeigeführt, so dass die Ablesung auf Centimeter genau geschehen und noch auf Bruchteile geschätzt werden konnte (AB. 1899, S. 86).

Taf. 1, Fig. 10. Selbsttätiger Peilapparat von Vouret. Bei diesem in den fünfziger Jahren in Frankreich zur Anwendung gekommenen Apparat ist die an der Seite eines Schiffes in einer Hülse in vertikaler Richtung verschiebbare Peilstange *AB* am unteren Ende mit einer Rolle versehen, die in einer Rinne des schaufelförmigen Endes einer Schleppstange *AC* aufsitzt (AB. 1860, S. 105—TFF. 1899, S. 33).

„ Fig. 11. Älterer Peilapparat der Elbestrom-Bauverwaltung (von Siber). Dieser anfangs der siebziger Jahre am Bereisungsschiff jener Bauverwaltung angewendete Apparat besteht aus einer Schleppstange *AC*, die am unteren Ende mit einem gusseisernen Rad versehen ist, von dessen Achse die Peilstange *AB* ausgeht. Diese ist am oberen Ende mit einem Zeiger versehen, der sich längs einer festen Skala bewegt (DB. 1875, S. 86—TFF. 1899, S. 33).

„ Fig. 12—12a Selbstzeichnende Peil-Vorrichtung von Stecher. Diese im Jahre 1881 dem Erfinder patentierte Vorrichtung ist ein Peilschiff zwischen dessen zwei fest mit einander gekuppelten Kähnen sich eine Schleppstange von solcher Art befindet, dass bei der Vorwärtsbewegung des Schiffes die jeweiligen Tiefen durch einen mit der Drehachse der Schleppstange in Verbindung stehenden Registrierapparat selbsttätig aufgezeichnet werden.

Zu dem Behufe bildet der untere Teil *ab* der Schleppstange *A* (Fig. 12) eine Schaufel, die nach der Evolvente zu dem vom Punkte *b* beschriebenen Kreisbogen *bdo* gebogen ist. Demnach ist die Tiefe

$$T = ac = \text{Bogen } bd$$

Auf der Wellenachse *W* der Schleppstange sitzt ein Segmentrad *B* vom Halbmesser *r*, das durch ein Stahlband mit einer wagrecht beweglichen, den Schreibstift *S* tragenden Stange in Verbindung steht. Dadurch dass der Stift mit der durch ein Uhrwerk bewegten Papiertrommel in Berührung steht, werden die Bewegungen der Schleppstange auf der Trommel aufgezeichnet. Ist *S'* die Stellung des Stiftes entsprechend der Lage *A'* der Schleppstange an der Wasserfläche und *S* entsprechend der Lage *A* in der Tiefe *T*, so kann die Weglänge *x* des Stiftes dem vom Radius *r* beschriebenen Bogen gleich gesetzt werden, und ist daher, wenn mit *R* der Halbmesser des Bogens *ob* bezeichnet wird:

$$\frac{\text{Bogen } bd}{x} = \frac{R}{r}, \text{ somit}$$

$$\text{Bogen } bd = T = \frac{Rx}{r}$$

Wird daher bei S' ein fester Stift angebracht, so beschreibt derselbe eine gerade Linie, welche der Wasserfläche entspricht, und entsprechen dann die Ordinaten der vom beweglichen Stift beschriebenen Linie, multipliziert mit dem Verhältnis $\frac{R}{r}$, den Tiefen T.

Der Apparat wurde zuerst im Jahre 1882 von der Elbestrom-Bauverwaltung für Peilungen in der Elbe, später aber auch an anderen Stellen, z. B. beim Bau des Nord-Ostsee-Kanals mit Vorteil angewendet. Bei letzterer Gelegenheit hatte derselbe die in Fig. 12a ersichtliche Anordnung, wobei $R = 11{,}5$ m und $r = 0{,}23$ m, daher

$$T = \frac{11{,}5}{0{,}23} x = 50x \text{ betrug.}$$

Die Schleppstange bestand hier aus Winkeleisen und Blech (CBl. 1885, N:o 34—1885, S. 349—1891, S. 228—AdP. 1891, I, S. 485—Engg. 1895, II, S. 140).

3. Ermittlung der Wasserstände.

Die Ermittlung der Wasserstände ist für die Zwecke des Wasserbaues, der Schiffahrt etc. von Wichtigkeit, weshalb hierfür an bestimmten Punkten regelmässige Beobachtungen zu geschehen pflegen. Es ist von Wichtigkeit, dass solche Beobachtungen nicht nur an verschiedenen Punkten bei einem und demselben Flusse vorgenommen werden, sondern es sollen auch bei Seen die Wasserstände (Seestände) an mehreren Punkten beobachtet werden, um hierdurch den Einfluss des Windes und etwaiger Ablesungsfehler zu eliminieren.

Zur Ermittlung der Wasserstände werden Wasserstandsmesser (s. g. Pegel) verwendet, welche in der einfachsten Form aus einer mit Centimeterteilung versehenen hölzernen oder gusseisernen (emaillierten) Messlatte bestehen, die an einem festsitzenden Pfahl, Brückenpfeiler etc. befestigt und bis zu einer entsprechenden Tiefe in das Wasser eingetaucht sind. Der Nullpunkt der Teilung ist auf einen bestimmten Horizont einnivelliert.

Nachdem aber das Beobachten des Wasserstandes an solchen festen Pegeln unbequem ist, so werden auch bewegliche Pegel verschiedener Art, darunter namentlich solche mit Schwimmern (auch schwimmende Pegel genannt) verwendet, bei denen der Wasserstand in beliebiger Höhe über der Wasserfläche angezeigt wird. Hierbei ist bei der einfachsten Anordnung der aus einem wasserdicht geschlossenen Blechgefäss bestehende Schwimmer entweder mit einer Stange versehen, welche bis zur Beobachtungsstelle empor reicht, und dort mit einem Zeiger versehen ist, oder von demselben geht eine Schnur, Kette oder ein Draht aus, der in entsprechender Höhe über eine mit einem Uhrzeiger und geteilter Scheibe versehene Achse geführt, und am andern Ende mit einem Gegengewicht versehen ist.

Zu den Apparaten dieser Art gehören auch die folgenden:

Taf. 1, Fig. 13. Schiebepegel, wobei die in einem festen Rahmen verschiebbare Latte in eine Spitze ausläuft, die eine genaue Einstellung auf dem Wasserspiegel erlaubt. Die Latte ist mit einer von der Spitze ab zählenden Teilung versehen und wird durch einen Keil in beliebiger Stellung festgehalten. Als Zeiger dient die obere Kante der oberen Führungsleiste, deren Höhenlage durch Nivellement auf einen angenommenen Horizont bezogen ist. Dieser Pegel ist in neuester Zeit bei Stauanlagen in der Schweiz zur Anwendung gekommen (Schw. Bztg. 1899, Bd. XXXIV, N:o 21, S. 207).

„ Fig. 14. Amerikanischer Seilpegel, angewendet am Missouri. Derselbe besteht aus einem bis über den höchsten Wasserstand reichenden Gerüst, mit horizontaler, durch eine Laufbrücke zugänglicher Pegeltafel. Die Ermittlung des Wasserstandes geschieht durch ein über eine Rolle R geführtes Seil, an dessen einem Ende ein zur Wasserfläche niederzusenkendes Gewicht G von 7 bis 8 kg hängt, während das andere mit einem Handgriff H und Zeiger versehen ist, der so lange längs der Pegeltafel geführt wird, bis das Gewicht die Wasserfläche berührt (ZfB. 1895, Ergänz. Heft Bl. IV).

„ Fig. 15. Rollbandpegel, System Seibt-Fuess. Der auf dem Wasser ruhende, mit dem Standwechsel desselben sich hebende und senkende Schwimmer S hängt an einem über die Walze W gelegten Draht. Letztere steht mit einem Getriebe T in Verbindung, durch welches das über die beiden Rollen R und R_1 geführte, durch ein Gegengewicht G in Spannung erhaltene Band B in Bewegung gesetzt wird. Diese ist mit einer dem Getriebe T entsprechend vergrösserten Teilung versehen und wird an einem mit einer Zeigermarke J versehenen Fenster derart vorbeibewegt, das unter stetiger Auf- und Abwickelung des Bandes der jeweilige Wasserstand auf grössere Entfernung unmittelbar abgelesen werden kann (CBl. 1897, S. 368).

Besonders bequem für die Beobachtung sind die Luftdruckpegel (pneumatische Pegel), die so eingerichtet sind, dass der Wasserstand an mehr oder weniger entfernten Stellen ersichtlich gemacht werden kann. Dieselben bestehen aus einer gusseisernen Glocke, welche nach Art der Taucherglocke durch ein biegsames dünnes Rohr aus Kupfer oder Blei mit einem an der Beobachtungsstelle befindlichen Manometer in Verbindung steht. Wird die Glocke in das Wasser versenkt, so wird die in derselben eingeschlossene Luft je nach dem Wasserstand verschiedene Spannungen erhalten, die am Manometer ersichtlich werden. Durch Verzweigungen des Rohres kann der Wasserstand an verschiedenen Stellen angezeigt werden. Diese Pegel leiden aber an dem Übelstand, dass die Genauigkeit der Angaben durch den Einfluss der Temperaturveränderungen auf die Spannung der eingeschlossenen Luft beeinträchtigt wird.

Bei der Anwendung der obgenannten Pegel ist ein unmittelbares Ablesen des jeweiligen Wasserstandes erforderlich, und zwar pflegt dies täglich wenigstens einmal zu bestimmter Zeit zu geschehen, bei Hochwasser und Eisgang aber auch öfters (bei den deutschen Flüssen bis zu etwa zwölfmal des Tages). Die gewonnenen Resultate werden dann tabellarisch zusammengestellt oder zu graphischen Wasserstandskurven verwendet.*) Man hat aber auch selbstanzeigende Pegel, welche in der einfachsten Form so eingerichtet sind, dass sie den höchsten und

*) Vergl. Bestimmungen betreffend die Beobachtungen und Aufzeichnungen, über das Auftreten und den Verlauf der Anschwellungen in grösseren Gewässern des deutschen Rheingebietes" CBl. 1886 N:o 51 A.

eventuell auch den niedrigsten Wasserstand innerhalb des Beobachtungszeitraumes selbsttätig angeben, sowie selbstzeichnende, selbstschreibende oder selbstregistrierende Pegel (Limnigraphen, Mareographen), welche sämtliche Wasserstände durch eine kontinuierliche Kurve darstellen.

Selbstanzeigende Hochwasser-Pegel werden namentlich in Holland zum Anzeigen des höchsten Wasserstandes bei Sturmfluten viel verwendet, und bestehen dieselben aus einem Schwimmer mit Gegengewicht, welche an einer über eine Rolle laufenden kupfernen Kette angehängt sind. Die Rolle ist mit einem Sperrad versehen, in welches eine Sperrklinke eingreift, wodurch der Schwimmer beim höchsten Wasserstand festgehalten wird. Ferner zeigt

Taf. 2, Fig. 1—1a einen gleichfalls in Holland benutzten selbstanzeigenden Hoch- und Niederwasser-Pegel, wobei auf der Achse der vorgenannten Rolle ein Zahnrad sitzt, in welches ein grösseres Zahnrad eingreift, auf dessen Achse ein Zeiger befestigt ist. Rechts und links von diesem Zeiger sitzen auf dem Zifferblatt noch zwei verstellbare Zeiger, welche vom ersteren mittels eines Stiftes bis nach der höchsten bezw. tiefsten Lage des Schwimmers mitgenommen werden und beim Zurückgehen des mittleren Zeigers dort stehen bleiben.

Eine andere Variation eines solchen Apparates besteht darin, dass die beiden verstellbaren Zeiger mit je einer Uhr in Verbindung stehen, welche bei Erreichung des höchsten, bezw. niedrigsten Wasserstandes zum Stehen gebracht werden. Noch ein weiterer Apparat dieser Art ist so beschaffen, dass ausser der Angabe des höchsten und niedrigsten Wasserstandes auch noch derjenige zu bestimmten Zeitpunkten des Tages angegeben wird (CBl. 1890 S. 469 & 6).

Von den zahlreichen Konstruktionen selbstzeichnender Wasserstandsmesser mögen hier die folgenden angeführt werden:

Taf. 2, Fig. 2. Selbstzeichnender Pegel des hydrographischen Amtes der deutschen Admiralität. Dieser schon seit längerer Zeit an mehreren Punkten der deutschen Küste, z. B. auf Arcona und der Insel Sylt angewendete Apparat besteht im wesentlichen aus einem Schwimmer *A* der an einer vertikalen Zahnstange *B* befestigt und durch das Gegengewicht *C* im Gleichgewicht gehalten wird. Die Zähne von *B* greifen in diejenigen eines Zahnrades *D* ein, auf dessen Welle gleichzeitig ein kleineres Zahnrad *E* sitzt. In letzteres greift wieder die wagrechte Zahnstange *F*, an ihrem Ende einen Schreibstift *G* tragend, welcher auf der mit Papier überzogenen, und durch ein Uhrwerk *U* in 24 Stunden um ihre Achse gedrehten wagrechten Walze *J* gleitet. Zur Vermeidung eines todten Ganges drückt das Gewicht *K* die Zähne von *F* fest gegen jene von *E*. Der Papierbogen ist mit Höhen- und Stundenlinien versehen. Bei wenig wechselndem Wasserstand, wie an der Ostsee können die Kurven mehrerer Tage auf einem Bogen Platz finden, zu welchem Zwecke man nur die Zahnstange täglich um ein gewisses Mass zu verrücken braucht (CBl. 1888 S. 192).

„ Fig. 3. Variation des gleichen Instrumentes, wie selbes im Jahre 1885 seitens des Königl. Geodätischen Institutes in Berlin in Travemünde aufgestellt wurde. Beim Steigen und Fallen des Schwimmers *A*, der durch einen mittels des Gegengewichtes *B* gespannten Drahtzug mit einer Rolle verbunden ist, wird das kleine auf der Achse der Rolle sitzende Zahnrad *C* bewegt, und schiebt die Zahnstange *D* in lotrechter Richtung auf und nieder, wobei der daran angebrachte Schreibstift *S* die Schwankungen des Wasserspiegels auf der vertikalen Walze *E* verzeichnet. Zur Erleichterung der Bewegung der Zahnstange

ist ihr Gewicht durch ein Gegengewicht *F* ausgeglichen. Die Walze *E*, deren Umfang 0,5 m beträgt, wird durch das Uhrwerk *U* in 48 Stunden einmal um ihre Achse gedreht, so dass die Kurven zweier Tage hier fortlaufend verzeichnet werden. Um für spätere Ablesungen trotz Zusammenschrumpfens des Papiers einen richtigen Masstab zu haben, wird ein bestimmtes Mass beim Aufspannen und Abnehmen der Bogen auf denselben abgesteckt (CBl. 1888 S. 231).

Taf. 2, Fig. 4. Limnigraph von O. Schäffler, angewendet beim hydrographischen Dienst in Österreich. Derselbe besteht aus einem gusseisernen Ständer *A*, welcher das Uhrwerk *U* mit der durch dasselbe in Bewegung gesetzten Registriertrommel *P* und das zur Umsetzung der Bewegung des Schwimmers *S* auf den Schreibstift *s* dienende Gestänge und Räderwerk zu tragen hat.

Die Bewegungen des Schwimmers übertragen sich mittels des durch ein Gegengewicht *G* stets gespannt gehaltenen Schwimmerdrahtes *D* auf das Schwimmerrad *R*, dessen Rillen der Draht mehrfach umwunden durchläuft. An der Achse dieses Rades sitzt das Spannrad *r*, an welchem der das Gegengewicht tragende und dem Schwimmerdraht entgegengesetzt gewickelte Spanndraht *E* befestigt ist, und ein Zahnrad *Z*, welches in die gezahnte Triebstange *T* eingreift und diese je nach der Bewegung des Schwimmers auf- und abwärts bewegt. Die Triebstange trägt am oberen Ende einen zu ihrer Führung dienenden, in das Traggestelle eingreifenden Schlitten und an einem federnden Arm den Schreibstift *s*, welcher die Bewegungen der Triebstange auf der Registriertrommel verzeichnet.

Das Verhältnis zwischen dem Hub des Schwimmers und dem Weg der Triebstange ist so gewählt, dass ein Meter der Wegstrecke des Schwimmers am Registrierpapiere einer linearen Grösse von 40 oder 80 mm gleichkommt, und sonach bei einer Trommelhöhe von 440 mm sich Wasserstandsdifferenzen von 10 oder 5 m noch verzeichnen lassen (ÖM. 1897, S. 55).

„ Fig. 5. Flutmesser von Reitz. Dieser Apparat besteht aus einem Schwimmer *A*, dessen lotrechte Bewegungen von einer grossen Rolle *P* im Verhältnis 1: 10 auf eine kleine gezahnte Rolle *p* übertragen werden, welche wieder eine horizontale Zahnstange *T* mit dem Stift *S* in Bewegung setzt, und durch letzteren an der rotierenden Walze *C* den jeweiligen Wasserstand markiert. Mit dieser Walze steht hier ein Apparat zur Bestimmung des mittleren Wasserstandes in Verbindung, bestehend aus einer auf der Achse der Walze sitzenden Scheibe *D* aus mattem Glas, auf der ein aus zwei kleinen, mit Tourenzählern versehenen Rollen r_1 und r_2 bestehender Wagen sich bewegt, welcher mit der Zahnstange *T* im Verbindung steht. Da sich die Rolle r_1 um so schneller bewegt je weiter ihr Kontakt mit der Glasscheibe vom Zentrum derselben entfernt ist, so ist ihr Rotationswinkel während eines kleinen Zeitintervalles der Fläche zwischen den zwei entsprechenden Ordinaten der Wasserstandskurve proportional, und erscheint sodann der mittlere Wasserstand gegeben durch den Quotienten aus der Tourenzahl der Rolle r_1 durch die Tourenzahl der Scheibe. Die Rolle r_2 dient zur Kontrolle der Umdrehungen von r_1 (ÖW. 1890, S. 291).

„ Fig. 6. Mareograph von A. Petrelius. Dieser ausser im Hafen von Helsingfors auch noch an mehreren Stellen in Russland angewendete Apparat unterscheidet sich von den gebräuchlichen selbstzeichnenden Pegeln wesentlich dadurch, dass dabei kein im Wasser befindlicher Schwimmer zur Anwendung kommt, und dass die Wasserstandsveränderungen ohne Vermittlung von Getrieben auf die Papiertrommel übertragen werden. Die Vermeidung des Schwimmers ist namentlich an Stellen mit schwerer Eisbildung von Vorteil, da hierdurch die Notwendigkeit entfällt, die Stelle ständig eisfrei zu halten, während die Getriebe zu Ungenauigkeiten Veranlassung geben können und den Apparat kompliziert machen. Bei diesem Apparat ist ausserdem eine Anordnung getroffen, wodurch die Richtigkeit der Angaben von den Temperaturschwankungen unabhängig ist.

Derselbe besteht entsprechend der schematischen Darstellung Fig. 6 aus einem Metallrohr *M* in dessen unterem entsprechend erweiterten Teil sich eine *S*-förmig gebogene Röhre *ABC* befindet, die im Arme *A* und im unteren Teil von *B* mit Quecksilber, in *B* und *C* dagegen mit Paraffin-Öl gefüllt ist. Die Quecksilbersäule *A* trägt einen Schwimmer *F* der mittels eines Drahtes *D* mit dem gegen die Trommel *T* angedrückten Schreibstift *S* in Verbindung steht. Dieser Draht ist in seiner Fortsetzung über eine Rolle *R* geführt und wird durch ein Gegengewicht *G* gespannt gehalten. Die Ölfüllung bezweckt, das Quecksilber vom Wasser getrennt zu halten, und hält sich diese Füllung, dadurch dass das Öl leichter ist als Wasser, im oberen Teil der Rohrkrümmung, wodurch das Eindringen von im Wasser schwimmenden Verunreinigungen verhindert wird. Zu gleichem Zwecke ist das untere Ende *N* des Rohres *C* verengt.

Am oberen Ende des Rohres *A* ist ein Kompensationsdraht *K* befestigt, der mit einem Gewicht G_1 über eine Rolle R_1 gespannt ist und einen Schreibstift S_1 trägt, welcher gleichfalls auf der Trommel *T* eine fortlaufende Linie zieht. Dadurch dass die Drähte *D* und *K* unter dem Einfluss der Temperatur in gleicher Weise ihre Länge verändern, sind die Entfernungen zwischen den beiden Stiften von der Temperatur unabhängig und allein den Schwankungen des Wasserstandes proportional.

Die Durchmesser der Röhren *A* und *B* sind so gewählt, dass die Bewegungen der Quecksilberoberfläche im Rohre *A* (und damit des Schreibstiftes *S*) dem zwanzigsten Teil der Wasserstandsveränderungen entsprechen.

Der untere Teil des Apparates wird bis zu einer Tiefe versenkt, wo das Wasser nicht mehr zum Gefrieren kommt. In der Ostsee und im Finnischen und Bottnischen Busen ist es genügend, wenn die Mitte des Rohres *B* ungefähr 2 m unterhalb des mittleren Wasserstandes sich befindet. Ein weiterer Schutz gegen Kälte ist nicht nötig.

Bei den oben beschriebenen selbstzeichnenden Pegeln wird der Registrierapparat zum Schutz gegen Beschädigungen und gegen die Witterungseinflüsse, sowie um eine ungestörte Bedienung desselben zu ermöglichen, in einem Schutzhäuschen untergebracht.

Es gibt auch selbstregistrierende Pegel, welche den Wasserstand auf grössere Entfernungen mittels Telegraph anzeigen (Fern-Flutmesser, Telemareographen). Solche Apparate (von der Firma Schubart in Gent) sind z. B. längs der Schelde und ihrer Nebenflüsse aufgestellt, und werden dadurch die Wasserstände in Antwerpen aufgezeichnet (AdP. 1885, Okt. S. 763, — HZ. 1887, S. 174)*).

*) Siehe bezügl. weiterer Wasserstandsmesser neuerer Art: CBl. 1890, S. 6 & 469 — CBl. 1891, S. 405—CBl. 1897, S. 93 (selbsttätiger Luftdruckpegel, Syst. Seibt Fuess). Auch der früher besprochene registrierende Regenmesser von Schreiber (Taf. 1, Fig. 5) kann als selbstregistrierender Luftdruckpegel benutzt werden, wenn das zu den Dosen *D* führende Druckrohr *R* mit einer unter Wasser versenkten Glocke in Verbindung gebracht wird (Cl. 1895, S. 373).

4. Die Wasserstands-Prognose.

Die Wasserstands-Prognose ist die Vorausbestimmung des Wasserstandes an irgend einer Stelle eines Flusslaufes, auf Grund der vorher am oberen Teil des Flussgebietes beobachteten Veränderungen des Wasserabflusses. Der Zweck einer solchen Vorausbestimmung kann verschieden sein, namentlich um bei Ortschaften, Industriewerken, Bauplätzen etc. gegen drohende Überschwemmungen durch Hochwasser rechtzeitig die nöthigen Schutzvorkehrungen treffen zu können, während für die Zwecke der Schiffahrt die Vorausbestimmung der niedrigsten Wasserstände von Wichtigkeit ist.

Im allgemeinen gestalten sich die Beziehungen der Wasserstände zwischen zwei Flusstellen umso einfacher, je weniger Nebenflüsse zwischen denselben in das Hauptgerinne einmünden, und lassen sich diese Beziehungen in verschiedener, mehr oder weniger genauer Weise, am einfachsten auf graphischem Wege zum Ausdruck bringen, welches Verfahren namentlich in Frankreich schon seit längerer Zeit angewendet wird.

Als ein Beispiel einfacher Art möge hier das am Flusse Liane seit dem Jahre 1883 geübte Verfahren angeführt werden. Der sich bei Boulogne in das Meer ergiessende Fluss ist bei seiner, von den Quellen bis zur Mündung ca. 40 km betragenden Länge, am oberen Teil von steilem Hügelland begrenzt, während der mittlere und untere Teil flach und von sanften Abhängen begrenzt sind. Hierdurch verursachen die Wasser, welche am oberen Teile rasch abfliessen, am mittleren und unteren Teil bedeutende Überschwemmungen, welche durch die Prognose vorausgesagt zu werden pflegen. Der erste Punkt woselbst die Überschwemmungen ihren Anfang zu nehmen pflegen ist die von den Quellen ca. 8 km entfernte Ortschaft Bournonville, wo der höchste Wasserstand ungefähr eine Stunde nach Aufhören des Niederschlages am oberen Teil eintritt. Die Vorausbestimmung dieses Wasserstandes geschieht hier aus den Niederschlagsmengen, welche ombrometrisch festgestellt und per Telephon nach Bournonville mitgeteilt werden. Auf Grund mehrjähriger Beobachtungen wurde festgestellt, dass ein rascheres Ansteigen des Wasserspiegels in Bournonville erst dann eintritt, wenn bei einem als normal stark angenommenen Regen von 1 bis 1,1 mm in der Stunde, der Wasserstand vorher auf 40 cm über Null gestiegen ist, welcher Wasserstand also den Masstab für die vollständige Sättigung des Bodens mit Regen bildet. So oft nun bei diesem Wasserstand ein solcher normal starker Regen im oberen Gebiete eintrat, wurde die gesamte Niederschlagsmenge auf ein Coordinatensystem als Abscisse und die entsprechende Anschwellung des Flusses über obgenanntem Mass als Ordinate aufgetragen. Durch Verbindung der so erhaltenen Punkte wurde eine Kurve erhalten, welche dazu benutzt wird, um für irgend eine vom oberen Ge-

biet berichtete Regenmenge umittelbar den entsprechenden Wasserstand in Bournonville zu finden.

Da aber dort auch grössere Regenintensitäten (bis zu 42 mm in der Stunde) vorkommen, so entspricht dem auch eine grössere Anschwellung des Flusses, dem bei Bestimmung des Wasserstandes durch einen der jeweiligen Regenintensität entsprechenden Korrektionskoeffizienten Rechnung getragen wird. Dieser Koeffizient wurde gleichfalls auf Grund mehrjähriger Beobachtungen festgestellt, was in der Weise geschah, dass die jeweiligen Regenintensitäten als Abscissen, und als Ordinaten jene Koeffizienten aufgetragen wurden, mit welchen die Niederschläge multipliziert werden mussten, um auf den einer normalen Intensität entsprechenden Wert gebracht zu werden. Die Ordinaten der dadurch erhaltenen Kurve geben nun für jeden grösseren Regenfall den Koeffizienten an, mit welchem zuerst dessen Intensität multipliziert werden muss, wonach diese reduzierte Regenmenge im erstgenannten Graphikon berücksichtigt wird.

Ferner wurde hier gleichfalls die Beziehung der Wasserstände je zweier auf einander folgenden Pegelstationen durch Graphikons in der Weise dargestellt, dass der jeweilige Wasserstand der einen Station als Abscisse und jener in der folgenden Station, nach Verlauf der für die Bewegung der Flutwelle von der einen zur anderen Station erforderlichen Zeit, als Ordinate aufgetragen, und die so erhaltenen Punkte zu einer Kurve vereinigt wurden.

Dieses Verfahren ist jedoch ungenügend, wenn der Fluss zwischen den beiden Stationen Nebenflüsse mit grösserer Wasserzuführung aufnimmt, deren Einfluss dann besonders berücksichtigt werden muss. Als ein einfaches Beispiel dieser Art möge die am Yonne-Flusse bei Sens angewendete Prognose angeführt werden.

Hier befinden sich sowohl am obersten Lauf der Yonne in Clamecy, als auch bei jenem der Nebenflüsse Cousin (in Avallon) und Armançon (in Aisy), Pegelstationen, von welchen aus das Wasser in ca. 1 ½ Tagen nach Sens gelangt. Es wurden nun bei in den Jahren 1872—81 beobachteten 50 Anschwellungen die Summen der Anschwellungen in den drei letztgenannten Stationen als Abscissen und die bezüglichen, 1 ½ Tage später in Sens wahrgenommenen Wasserstände als Ordinaten aufgetragen, und das so erhaltene Punktsystem durch eine für die Prognose dienende Kurve ersetzt.

Befinden sich bei diesem Verfahren die oberen Pegel nicht wie in diesem Falle gleich weit entfernt vom Prognosenorte, so geschehen die Ablesungen dieser Pegel zu verschiedenen Zeiten, so dass die beobachteten Wassermassen gleichzeitig am Prognosenorte eintreffen, wonach die Summe wie früher behandelt wird. Wenn also für die Prognose bei A die Pegel von B nnd C in Betracht kommen, und das Wasser braucht etwa 2 Tage um von B, und 3 Tage um von C nach A zu gelangen, so wird für die Prognose in A derjenige Wasserstand

in Rechnung gebracht, welcher in *B* vor 2 Tagen und in *C* vor 3 Tagen beobachtet wurde.

In ähnlicher Weise wurde für die Donaustrecke Stein-Wien auf Grund vieljähriger Beobachtungen des Flutenverlaufs die empirische Formel:

$$W = w + d \cdot c$$

aufgestellt, worin W den in 24 Stunden in Wien zu erwartenden, w den zur Zeit der Prognose in Wien beobachteten Wasserstand, d die Differenz der Wasserstände am Pegel in Stein aus den letzten 24 Stunden, und c einen Koeffizienten bezeichnet, dessen veränderliche Werte für alle in Frage kommenden Wasserstände auf empirischem Wege ermittelt und tabellarisch zusammengestellt wurden.

Diese Methode der Voraussage des Wasserstandes am Prognosenorte nach dem blossen Wasserstand anderer Stellen leidet jedoch an dem Übelstand, dass hierbei nur auf die Höhe und nicht auch auf die Länge der Flutwellen und die davon abhängige verschiedene Gestaltung der Gefälls- und Geschwindigkeitsverhältnisse der bezüglichen Flusstrecke Rücksicht genommen wird, dass der Zusammenhang zwischen der Summe der Pegelstände der Zuflüsse und jenem am Prognosenorte nicht zuverlässig festzustellen ist, und dass die Errichtung der Prognosenkurve eine vieljährige Beobachtungszeit erfordert, während welcher der Fluss seinen Zustand derart verändern kann, dass die gewonnenen Beobachtungsresultate nicht mehr zutreffen.

Viel zuverlässiger ist daher die schon seit längerer Zeit an der Elbe in Tetschen (Böhmen) mit gutem Erfolg angewendete Prognose von Harlacher und Richter, welche auf einer Kombination von Wasserstands- und Wassermengen-Messungen beruht. Hierbei wird nämlich, sobald in den wichtigsten drei Zuflüssen der Elbe, nämlich in der Moldau, Eger und der kleinen Elbe, durch Pegelbeobachtungen der Beharrungszustand konstatiert worden ist (das Hochwasserniveau durch eine Zeit hindurch konstant geblieben ist), die Wassermenge dieser drei Nebenflüsse aus entsprechenden Wassermengenkurven bestimmt, welche Menge nach Zuschlag der übrigen zufliessenden Wassermengen (erfahrungsgemäss 10 % derjenigen dieser 3 Nebenflüsse) die am Prognosenorte in Tetschen abfliessende Wassermenge ausmacht, deren Niveau dort wieder aus entsprechenden Wassermengenkurven ermittelt wird (vergl. AdP. 1888 I, 1889 I, 1890—ÖZ. 1893 N:o 7 & 8, 1895 N:o 27—ZfB. 1887).

5. Regulierung der Wasserstände bei Seen.

Bei Seen handelt es sich zuweilen darum, im Interesse der Landwirtschaft, der Industrie oder der Schiffahrt, den Wasserabfluss so zu regulieren, dass dadurch die Wasserstände (Seestände) eine bestimmte, den fraglichen Zwecken

entsprechende Veränderung erleiden. Während für die Zwecke der Landwirtschaft gewöhnlich eine teilweise Senkung oder vollständige Trockenlegung von Seen in Frage kommt, handelt es sich bei industriellen — und Schiffahrtzwecken meistens umgekehrt um eine Erhöhung der Wasserfläche, behufs Gewinnung einer grösseren Wassermenge und eines grösseren Gefälles, bezw. einer grösseren Fahrtiefe. Die Senkung der Wasserfläche wird durch Vergrösserung des Abflusses (Vertiefung oder Verbreiterung vorhandener, oder Schaffung neuer Abläufe), die Erhöhung dagegen durch Einschränkung der Abläufe durch Stauwerke erreicht. In beiden Fällen können an den Abläufen eventuell Stauwerke mit veränderlicher Höhe (bewegliche Wehre), erforderlich sein, wenn nur zeitweilig eine künstliche Senkung oder Hebung des Wasserpiegels erforderlich ist. Eine Senkung kann nämlich oft nur zu gewissen Jahreszeiten und nach stärkeren Zuflüssen erwünscht sein, während sie sonst Nachteile zur Folge haben kann (ungenügender Wasserzufluss bei industriellen Anlagen, ungenügende Tiefe für die Schiffahrt etc.), wogegen ein permanenter Aufstau zeitweilig schädliche Überschwemmungen verursachen kann.

Der jeweilige Wasserstand eines Sees ist von der Intensität des Zu- und Abflusses in der Weise abhängig, dass bei Vernachlässigung der Versickerung und Verdunstung, die innerhalb einer gewissen Zeit t zugeflossene Wassermenge gleich sein muss der während der gleichen Zeit abgeflossenen und der im See aufgespeicherten (magazinierten) Menge. Zwischen diesen Wassermengen können nun nach Ekdahl *) folgende Beziehungen aufgestellt werden. Bezeichnet nämlich:

Z_t die Zuflussintensität (sekundliche Zuflussmenge) als Funktion der Zeit t

Q_h die Abflussintensität (sekundl. Abflussmenge), als Funktion des Wasserstandes h und

R_t die Aufspeicherungsintensität (Retentionsintensität) als Funktion der Zeit t, so ist

$$Z_t = Q_h + R_t \;.\;.\;. \quad (1.$$

Bedeutet ferner A_h die Wasserfläche des Sees beim Wasserstand h, so ist

$$R_t\, dt = A_h\, dh \text{, daher}$$

$$Z_t = Q_h + A_h \frac{dh}{dt} \;.\;.\;. \quad (2.$$

Hiervon lässt sich Q_h und A_h für jeden Wert des Wasserstandes h unmittelbar bestimmen, und zwar die Abflussmenge Q_h entweder durch unmittelbare Messung an den Abflusstellen, oder durch Berechnung, oder durch eine Kombination dieser beiden Verfahren, während die Wasserfläche A_h mit Hilfe eines Lageplanes

*) Ossian Ekdahl, Om beräkningsmetoderna vid uppgörande af förslag till sjösänkningar och regleringar, Lund 1888. — IFF. 1893 S. 81.

und von Strandprofilen ermittelt werden kann. Bezüglich Q_h kann es hierbei genügen, dasselbe für irgend einen, etwa den mittleren Wasserstand, durch unmittelbare Messung, und die übrigen Werte auf Grund dieser Messung und der bekannten Querprofile des Abflusses, durch Rechnung zu bestimmen. Ist nämlich bei der gemessenen mittleren Geschwindigkeit v, F das Querprofil, p der benetzte Umfang und J das relative Gefälle, so ist, wie später gezeigt werden soll, die bezügliche sekundliche Abflussmenge :

$$Q = F \, . \, v = F \, . \, c\sqrt{\frac{F}{p} J} = c'\sqrt{\frac{F^3}{p}},$$

$$c' = Q\sqrt{\frac{p}{F^3}},$$

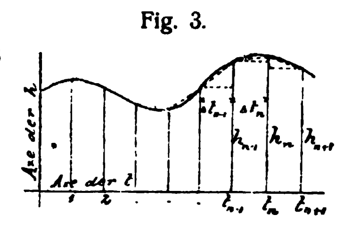
daher für einen beliebigen Wasserstand h

$$Q_h = c'\sqrt{\frac{F_h^3}{p_h^3}}.$$

Bei Einschränkung des Abflusses durch Wehre werden zur Berechnung von Q_h die später angeführten Stauformeln benutzt.

Werden nun die den Zeiten .. t_{n-1}, t_n, t_{n+1} .. entsprechenden Wasserstände .. h_{n-1}, h_n, h_{n+1} .. als Koordinaten aufgetragen, so erhält man die s. g. Wasserstandskurve (Textfig. 3). Nachdem bei den endlichen Zeitintervallen .. Δt_{n-1}, Δt_n .. über den Verlauf dieser Kurve zwischen den so bestimmten Punkten nichts bekannt ist, so wird dieselbe hier für den vorliegenden Zweck genau genug durch ein Polygon ersetzt. Es entsprechen dann jedem t zwei Werte für $\frac{dh}{dt}$, nämlich $\frac{\Delta h_{n-1}}{\Delta t_{n-1}}$ und $\frac{\Delta h_n}{\Delta t_n}$.

Fig. 3.

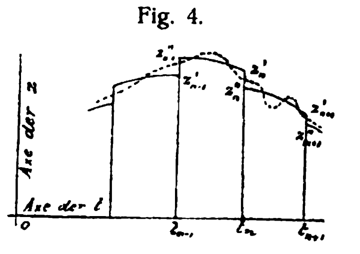


Nimmt man einen konstanten Zeitintervall .. $\Delta t_{n-1} = \Delta t_n = t_{n+1} .. = 1$ (z. B. 1 Tag) an, so erhält man für jeden Wert von t zwei Werte von Z_t, nämlich, wenn für Z_{tn} und Q_{hn} kurz Z_n und Q_n gesetzt wird:

$$\left.\begin{aligned} Z'_n &= Q_n + A_n \Delta h_{n-1} \text{ und} \\ Z''_n &= Q_n + A_n \Delta h_n \end{aligned}\right\} \ldots (3.$$

Werden daher in diesen Gleichungen (3 die den verschiedenen Werten von t entsprechenden Werte von Q, A und Δh eingeführt und die erhaltenen Doppelwerte von Z als Ordinaten aufgetragen, so erhält man das in Textfig. 4 dargestellte Graphikon der Zuflussintensitäten. Der hierfür erhaltene gebrochene Linienzug nähert sich umso mehr der wirklichen (punktierten) Kurve, je kürzer die Zeitintervalle angenommen werden.

Fig. 4.



Wird nun auf Grund der gegebenen lokalen Verhältnisse die für die bedingte Niveauregulierung erforderliche Vergrösserung oder Einschränkung der Abflussöffnungen angenommen, so können die dadurch bedingten neuen Wasserstandsverhältnisse, bezw. das neue Wasserstandspolygon mit Hilfe des vorigen in folgender Weise ermittelt werden. Man hat jetzt entsprechend (2 für die neuen Werte von Z und Q, für die Zeiteinheit $t_{n-1} - t_n$:

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \int_{n-1}^{n} Q_h dt + \int_{n-1}^{n} A_t dt \; .$$

In Anbetracht der verhältnismässig kleinen Wasserstandsvariationen in der Zeiteinheit, kann man mit genügender Genauigkeit setzen :

$$\int_{n-1}^{n} Z_t dt = \tfrac{1}{2}\left(Z''_{n-1} + Z'_n\right),$$

$$\int_{n-1}^{n} Q_h dt = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right) \Delta t = \tfrac{1}{2}\left(Q_{n-1} + Q_n\right)$$

und nachdem $\int_{n-1}^{n} A_t dt = \int_{0}^{n} A_t dt - \int_{0}^{n-1} A_t dt = \overset{n}{\underset{0}{A}} - \overset{n-1}{\underset{0}{A}}$, so ist

$$\tfrac{1}{2}\left(Z''_{n-1} + Z'_n\right) + \left(\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}\right) = \overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n \; . \; . \; . \; (4$$

Nachdem die Werte von Z'_{n-1} und Z'_n, d. i. die sekundlichen Zuflussintensitäten am Anfang und am Ende jeder Zeiteinheit $t_{n-1} - t_n$ aus der früheren Zuflusskurve Fig. 4 entnommen werden können, so bestimmt man vorerst für verschiedene Wasserstandswerte h_n die entsprechenden neuen Abflusswerte von Q_n, bezw. $\tfrac{1}{2} Q_n$ (wofür eine Abflusskurve konstruiert werden kann) und ermittelt, nachdem die Werte von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}}$, d. h. die gesamten aufgespeicherten Wassermengen bis zu den Höhen h_{n-1} und h_n für die verschiedenen Werte von n bestimmt worden, die Werte $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}$ und $\overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n$, welche Werte als Funktionen des Wasserstandes h_n entsprechend Textfig. 5 durch zwei Kurven graphisch dargestellt werden.

Fig. 5.

Nun wird als Ausgangspunkt für das neue Wasserstandspolygon der letzte Wasserstand h_{n-1} vor der Regulierung angenommen, und im letzteren Graphikon der bezügliche Wert von $\overset{n-1}{\underset{0}{A}} - \tfrac{1}{2} Q_{n-1}$ aufgesucht, welcher Wert, sowie derjenige von $\tfrac{1}{2}(Z''_{n-1} + Z'_n)$ in die Formel (4 eingesetzt, den bezüglichen Wert von $\overset{n}{\underset{0}{A}} + \tfrac{1}{2} Q_n$ ergibt. Dieser Wert entspricht dann im Graphikon Fig. 5 dem gesuchten Werte der folgenden Ordinate h_n des neuen Wasserstands-

polygones. Dieser Wasserstand wird alsdann in gleicher Weise zur Bestimmung des folgenden benutzt, wobei zweckmässig eine tabellarische Aufstellung wie die nachfolgende zur Anwendung kommt:

Beob-achtungs-zeiten t_n	Beob-achtete Wasser-stände h_n	Zeitein-heitl. Abfluss-mengen Q_n	Wasser-fläche bei Gelegen-heit der Beob-achtung A_n	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_{n-1}\,\Delta h_{n-1}$	Zeitein-heitl. Zufluss mengen Z''_{n-1}	$h_n - h_{n-1} = \Delta h_{n-1}$	$A_n\,\Delta h_{n-1}$	Z_n	$\frac{1}{2}(Z''_{n-1} + Z'_n)$	Neue Wasser-stände h
Tage	m	kbm	qm								m
1	6,87	4,20	497,3	+ 0,11	+ 54,70	+ 58,70	—	—	—	+ 59,66	+ 6,87
2	6,98	5,30	501,0	+ 0,07	+ 35,07	+ 40,87	+ 0,11	+ 55,11	+ 60,41	+ 40,75	+ 6,74
3	7,05	5,90	503,2	+ 0,05	+ 25,16	+ 31,06	+ 0,07	+ 35,22	+ 41,10	+ 31,35	+ 6,38
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Will man hierbei auch noch den Einfluss der Verdunstung berücksichtigen, so macht sich derselbe nur in Bezug auf die Grösse der Seefläche vor und nach der Regulierung geltend, und kann unter Voraussetzung einer je nach der Jahreszeit verschiedenen Verdunstungsintensität a in der Weise berücksichtigt werden, dass wenn die Grösse der Seefläche vor der Regulierung mit A^v und jene nach der Regulierung mit A^n bezeichnet wird, in Gleichung (4 anstatt $\frac{1}{2}\,(Z''_{n-1} + Z'_n)$ dann $\frac{1}{2}\,(Z''_{n-1} + Z'_n) + [\frac{1}{2}\,(A^v_{n-1} + A^v_n) - \frac{1}{2}\,(A^n_{n-1} + A^n_n)]\; a$ zu setzen wäre.

Wenn die Seeufer so steil und die Schwankungen der Seestände so klein sind, dass bei gleichzeitiger Vernachlässigung der Verdunstung und Versickerung die Seefläche A als konstant angenommen werden kann, so können die Beziehungen zwischen Zufluss, Abfluss und Retention (Aufspeicherung) nach Harlacher auf folgende Weise graphisch dargestellt werden.

Bezeichnet $h = f(t)$ den Wasserstand als Funktion der Zeit und $Q = \varphi\,(h)$ den sekundlichen Abfluss als Funktion der Seestände, so lässt sich die erstere Funktion als eine Wasserstandskurve (Textfig. 6) und die letztere als eine Abflusskurve (Textfig. 7) darstellen, indem verschiedene Werte von h als Ordinaten und die zugehörigen Werte von t, bezw. von Q, als Abscissen aufgetragen werden. Trägt man wieder entsprechend Textfig. 8 verschiedene Werte von t als Abscissen, und die zugehörigen Werte von Q als Ordinaten auf, so erhält man eine Kurve der Abflussmengen, als Funktion der Zeit $Q = f\,(t)$. Es ist dann:

$$\int_{t_1}^{t_2} Qdt = AA_1B_1B$$

die in der Zeit $t_2 - t_1$ abfliessende Wassermenge, und

$$\int \frac{Qdt}{t} \text{ die mittlere Wassermenge.}$$

Ferner ist $A.dh$ die Retention in der Zeit dt, daher $A\frac{dh}{dt}$ die Retention in der Zeiteinheit. Wird daher in Fig. 6 in irgend einem Punkte C der Wasserstandskurve eine Tangente gezogen, so ist $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ und wenn $CD = A$, $A \cdot tg\alpha = DE$ die zeiteinheitliche Retention. Werden diese Werte entsprechend Textfig. 9 in den jeweiligen Zeitmomenten als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Kurve der Retentionen als Differenzialkurve der Seestandskurve. Da den Inflexionspunkten O der Seestandskurve die grössten Werte von $\frac{dh}{dt} = tg\alpha$ entsprechen, so liegen unter diesen Punkten die Maxima und Minima der Retentionen.

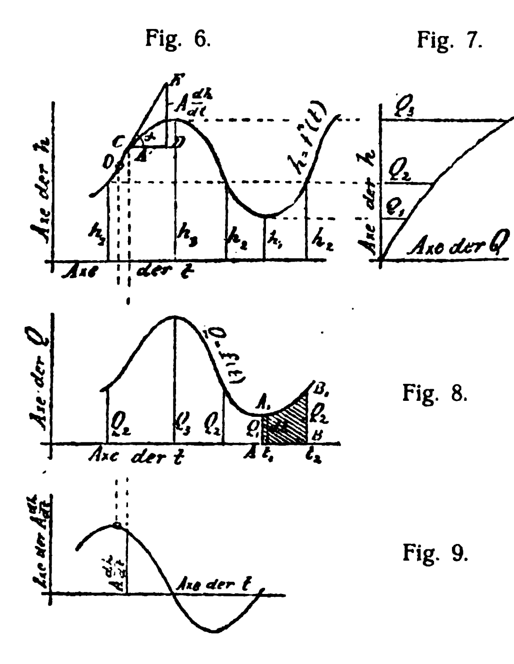


Fig. 6. Fig. 7. Fig. 8. Fig. 9.

Ändern sich durch eine Regulierung die Abflussverhältnisse, so können $Q = \varphi(h)$ und $Q = f(t)$, sowie die neue Abflusskurve $Q' = \varphi'(h)$ als Funktion der Seestände, als gegeben angesehen werden, und sind dann die Abflusskurve $Q' = f(t)$ und die neue Wasserstandskurve $h' = f(t)$ als Funktionen der Zeit zu bestimmen.

Sind die sekundl. Abflussmengen zu Anfang und am Ende der endlichen Zeit Δt vor der Regulierung, bezw. Q_1 und Q_2, und nach der Regulierung bezw. Q'_1 und Q'_2, so ist bei den jener Zeit entsprechenden Wasserstandsänderungen Δh und Δh_1

$$\left(\frac{Q'_1 + Q'_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}\right) \Delta t = A(\Delta h - \Delta h_1), \text{ woraus}$$

$$\Delta h_1 = \Delta h - \frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 - Q_2)}{2A} \Delta t$$

Nimmt man nun an, von der zu suchenden Kurve $Q' = f'(t)$ wäre der Punkt A_2 (Textfig. 10) als Ausgangspunkt gegeben, so wäre B_2 zu suchen. Wird dieser Punkt vorläufig als bekannt angenommen, so ist:

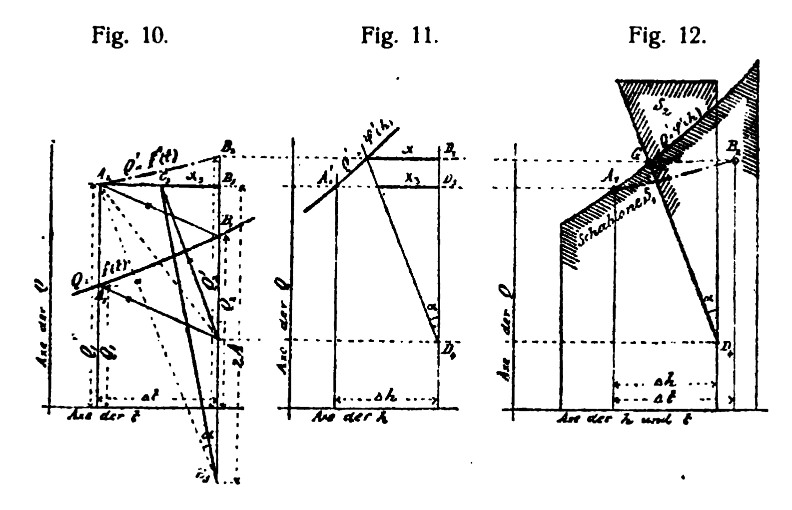
$$\frac{(Q'_1 - Q_1) + (Q'_2 + Q_2)}{2} \triangle t = A_1 A_2 B_2 B_1 = x \,.\, A, \text{ somit}$$

$$x = \triangle h - \triangle h_1$$

Denkt man sich B_2 allmählich nach abwärts verschoben, so wird bei seiner Lage in B_3 durch Verwandlung des Vierecks $B_3 B_1 A_1 A_2$ in ein Dreieck von der Basis $B_3 B_5 = 2\,A$, $x = x_3 = B_3 C_3$, welche Länge im Graphikon Fig. 11 von D_3 nach links aufgetragen den Punkt E gibt. Wird ferner B_2 nach B_4 verschoben gedacht, so wäre $x = x_4 = o$, und würde dem entsprechend in Fig. 11 der Punkt E mit D_4 zusammenfallen. Demnach bewegt sich dieser Punkt auf der Geraden $D_4 E$, und entspricht daher der Durchschnittspunkt G dieser Geraden mit der Kurve $Q' = \varphi' (h)$, der richtigen Lage von B_2, wofür $x = GD_2$. Hat man auf diese Weise die neue Abflusskurve als Funktion der Zeit $Q' = f' (t)$ bestimmt, so kann hieraus und aus der bekannten Abflusskurve als Funktion der Seestände $Q' = \varphi' (h)$ durch Umkehrung des bei Textfig. 6 bis 8 angegebenen Verfahrens, die neue Wasserstandskurve $h = f' (t)$ koustruiert werden.

Das Verfahren kann wesentlich erleichtert werden, wenn man sich zur Bestimmung des Punktes B_2 entsprechend Textfig. 12 zweier Papierschablonen S_1

Fig. 10. Fig. 11. Fig. 12.



und S_2 bedient, von denen erstere oben nach der neuen Abflusskurve $Q' = \varphi' (h)$ ausgeschnitten ist, und die andere den konstanten Winkel des Verwandlungsdreieckes $A_2 B_5 B_3$ bildet. Werden die beiden Schablonen wie in dieser Figur angelegt, so entspricht dies einem Ineinanderschieben der Figuren 10 und 11, so dass die Punkte A_2 und A'_2 auf einander fallen, wodurch sich der Punkt B_2 unmittelbar durch Projicierung des Punktes G auf die Vertikale von $\triangle t$ ergibt. Derselbe braucht dann nur auf das Zeichnungsblatt durchgestochen zu werden (ÖZ. 1895, N:o 50) *).

*) Ein anderes graphisches Verfahren wird von Prof. Dr. P. Kresnik in der ÖM. 1896, S. 26 angegeben.

6. Ermittlung der Abflussmengen.

Zu gewissen Zwecken ist die Bestimmung der zum Abfluss kommenden Wassermengen erforderlich, und zwar gilt dies teils die grössten, teils die kleinsten Wassermengen (ersteres z. B. zum Entwerfen von Entwässerungsanlagen, Brücken, letzteres für Wasserversorgungsanlagen, Schiffahrt), während zu anderen Zwecken (z. B. für Flussregulierungen) die Kenntnis der Abflussmengen bei verschiedenen Wasserständen erforderlich ist.

Die Bestimmung der Abflussmengen der Gewässer kann entweder durch Berechnung oder durch unmittelbare Messung der Wassermengen geschehen. Die Berechnung der Abflussmengen geschieht wieder entweder aus den Niederschlagsmengen, oder (bei gleichförmiger Bewegung) aus dem Querprofil F und der Geschwindigkeit v, nach der Formel:

$$Q = F.v,$$

wobei v entweder durch Berechnung oder durch unmittelbare Messung ermittelt wird, während bei ungleichförmiger Bewegung die Berechnung der Abflussmenge ohne Ermittlung der Geschwindigkeiten aus den Querprofilen und Gefällen geschehen kann.

a. Berechnung der Abflussmengen aus den Niederschlagsmengen.

Ist für eine Abflusstelle F die zugehörige durch die Wasserscheiden begrenzte Niederschlagsfläche und q die sekundliche Niederschlagsmenge auf die Flächeneinheit, so ist die sekundliche Abflussmenge:

$$Q = \alpha \,.\, Fq,$$

worin α den s. g. Abflusskoeffizienten, d. h. das Verhältnis des zum Abfluss kommenden Teils zur ganzen Niederschlagsmenge bedeutet.

Für den Quadratkilometer als Flächeneinheit ergibt sich, wenn h die jährliche Niederschlagshöhe bezeichnet:

$$q = \frac{1000 \,.\, 1000 \,.\, h}{365 \,.\, 24 \,.\, 60 \,.\, 60} = \frac{h \text{ in Meter}}{31{,}536} \text{ cbm für je 1 qkm \& Sek.}$$

$$= \frac{h \text{ in mm}}{31{,}536} \begin{array}{l}\text{cbm für je 1000 qkm, bezw.}\\ \text{Liter „ „ \quad 1 qkm \& Sek.}\end{array}$$

Allein nachdem hierbei nicht nur eine zuverlässige Feststellung der, namentlich grösseren Gebieten entsprechenden, Niederschlagsmengen, und ihres zum Abfluss kommenden Teiles auf Grund des früher Gesagten in den meisten Fällen mit Schwierigkeiten verbunden ist, sondern auch das Verhältnis der an einer bestimmten Stelle abfliessenden Wassermenge zur Niederschagsmenge des ganzen Gebietes, bezw. der Abflusskoeffizient in hohem Grade von örtlichen Verhältnissen abhängt, so kann dieses Verfahren nur selten eine genügende Zuverlässig-

keit gewähren. Dies ist nämlich nur der Fall an Stellen, wo vorher umfassende und mehrjährige Messungen der Niederschlags- und Abflussmengen stattgefunden haben, wie beispielsweise in Böhmen und Mähren, wo namentlich die Abflussverhältnisse der Elbe zu den am sorgfältigsten erforschten gehören.

Die Messung der Abflussmengen der Elbe wurde bei Tetschen, bei Wasserständen zwischen — 0,35 und + 5,38 in so grosser Zahl durchgeführt, dass die Mengen für alle Wasserstände zwischen Nieder- und Hochwasser genau berechnet werden konnten. Für die Zuverlässigkeit der Resultate war der Umstand günstig, dass sich das Flussbett hier in einem engen Durchbruchstale befindet und wenig veränderlich ist, sowie dass infolge der vorhandenen günstigen Bodenverhältnisse eine Grundwasserabströmung unter der Talsohle ausgeschlossen ist. Ausserdem sind die Wasserscheiden des über 15000 qkm umfassenden Niederschlagsgebietes so beschaffen, dass eine anderweitige Abströmung von Grundwasser ausgeschlossen ist. Die Messung der Regenhöhen geschah an zahlreichen Stationen (durchschnittlich je eine auf 60 qkm) und wurden die Resultate zur Anfertigung von Regenkarten benutzt, nach welchen dann die Niederschlagsmengen berechnet wurden.

Aus der nachstehenden Zusammenstellung sind die Resultate dieser Untersuchungen in den 15 Jahren von 1876 bis 1890 zu ersehen. Dieselben sind dem Heft 4 der Arbeiten des Geographischen Instituts der Universität in Wien entnommen (Tkm.).

Jahr	1876	1877	1878	1879	1880	1881	1882	1883	1884	1885	1886	1887	1888	1889	1890	Mittel 1876/90
Regenhöhe mm	644	630	644	692	823	664	803	630	678	561	727	547	789	678	858	692
Abflusshöhe mm	234	172	166	178	240	200	207	190	171	126	180	125	243	186	268	192
Abflusskoeff. α in %	36,4	27,8	25,8	25,8	29,2	30,2	25,8	30,2	25,2	22,5	24,8	22,9	30,9	27,5	31,3	27,8
Mittlere Wassermenge cbm pro Sek. für 1000 qkm	7,24	5,45	5,26	5,65	7,61	6,85	6,57	6,02	5,42	4,00	5,71	3,96	7,71	5,90	8,50	6,08

Die folgende Zusammenstellung enthält die Durchschnittswerte für die einzelnen Monate in den 15 Jahren 1876/90.

	Monat												Jahr
	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	
Durchschnittl. Regenhöhe mm	33	31	44	47	63	87	90	84	70	54	44	45	692
Durchschnittl. Abflusshöhe mm	14	17	33	25	17	13	10	11	12	12	12	16	192
Durchschnittl. Verdunstungshöhe mm	13	15	28	46	69	79	80	71	45	26	16	12	500
Abflusskoeff. α in %	42	55	75	53	27	15	11	13	17	22	27	36	28
Mittlere Wassermenge cbm pro Sek. für 1000 qkm oder in Litern für 1 qkm	5,8	7,2	12,2	9,6	6,4	5,1	3,6	4,1	4,8	4,5	4,6	5,9	6,1
Desgl. grösstes Monatsmittel	15,8	21,3	27,0	18,6	10,2	9,3	7,8	8,8	23,5	8,8	12,6	16,1	8,5
Desgl. kleinstes Monatsmittel	2,0	2,4	5,1	4,0	3,4	1,6	1,7	1,3	1,7	1,6	1,9	1,9	4,0

Die hier angegebenen mittleren Verdunstungshöhen können nur auf Schätzung beruhen, da ihre Beobachtung nur für freie Wasserflächen, nicht aber für Landflächen ausführbar ist. Ferner ist hier die Summe der Verdunstung und des Abflusses in einzelnen Monaten kleiner, in anderen grösser als die Regenhöhe. Der Unterschied entspricht im ersteren Falle einer Aufspeicherung von Wasser in Form von Schnee oder von Grundwasser, im anderen Falle dagegen einer Speisung aus jenem angesammelten Vorrate.

In neuester Zeit wurden z. B. zur Untersuchung der Wasserversorgung der Scheitelhaltung des projektierten Donau-Oder-Kanals die folgenden Niederschlags- und Abflussverhältnisse für Wsetin im östlichen Mähren, nach den hydrometrischen Erhebungen des k. k. hydrographischen Zentralbureaus in Wien in den Jahren 1896 bis 1902, benutzt (ÖZ. 1904, S. 103):

Jahr	1896			1897			1898			1899			1900			1901			1902		
Monat	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm	Niederschlag mm	Abfluss-koeffizient %	Abflusshöhe mm
Januar	56	—	—	54	39	21	57	32	18	40	100	41	80	57	46	63	—	—	96	78	68
Februar	23	—	—	78	27	21	54	96	52	34	62	21	44	138	61	33	—	—	44	86	38
März	104	—	—	85	85	72	69	68	47	22	109	24	65	68	44	83	183	152	120	96	115
April	60	66	40	82	57	47	81	39	32	93	57	53	51	108	55	105	81	85	43	138	60
Mai	84	46	39	113	48	54	122	36	44	131	58	76	94	46	43	54	43	23	79	39	31
Juni	129	10	13	72	14	10	89	25	22	75	—	—	147	35	52	57	21	12	186	63	117
Juli	141	14	20	199	47	93	88	20	17	153	—	—	134	35	47	62	18	11	169	37	62
August	151	31	48	164	45	74	75	16	12	125	—	—	109	28	30	119	10	12	145	23	33
Septemb.	69	61	42	75	28	21	42	24	10	139	—	—	31	45	14	51	18	9	63	22	14
Oktober	58	17	10	37	38	11	40	85	34	145	—	—	83	24	20	95	29	28	109	—	—
Novemb.	45	75	34	38	38	11	43	35	15	49	—	—	93	53	49	68	31	21	2	—	—
Dezemb.	22	163	36	26	42	11	60	63	38	44	—	—	69	58	40	120	76	91	76	—	—
Summe	945	—	282	1023	—	446	820	—	341	1050	—	215	1000	—	501	910	—	444	1132	—	—

Nach Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) ist bei Bestimmung der Hochwassermengen aus den Regenmengen zu beachten, dass die Regendauer im umgekehrten Verhältnis zur Regenverbreitung steht, daher über kleine Gebiete sehr intensive Regen niedergehen, während grössere Gebiete der ganzen Ausdehnung nach nur mit wenig intensiven Regen überzogen werden, sowie dass die grössten Regenintensitäten in Mitteleuropa, hauptsächlich in Deutschland und Österreich — von den Küstenstrichen abgesehen — in den Sommermonaten Mai bis September vorkommen, daher in kleineren Gebieten, d. i. bis zu etwa 300 qkm, ausserordentliche Hochwässer nur in diesen Monaten zu erwarten sind. In grossen Fluss-

gebieten dagegen werden die grössten Hochwässer im Spätherbste oder noch sicherer zeitig im Frühjahr erscheinen, weil zu dieser Zeit die Regendauer und Regenverbreitung am grössten ist, im Frühjahr namentlich wegen der Schneeschmelze.

Bei der Annahme derjenigen Regenintensität welche für den grössten Abfluss an einer bestimmten Stelle eines Flusses in Rechnung zu bringen ist, hat man zu beachten, dass hier die grösste Wassermasse erst dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben das Wasser von den entferntesten Punkten bis zur fraglichen Stelle gelangt sein kann, und dass hier Regen von kürzerer als halbstündiger Dauer auch bei noch so grosser Intensität für den Wasserstand im Flussgerinne nahezu spurlos vorüber gehen, wenn nicht durch vorhergehende Regen der Boden gesättigt worden ist. Wenn aber dies durch vorhergehende, andauernde, weniger heftige Regen geschehen, und hierdurch auch die Luft durch Feuchtigkeit gesättigt worden ist, so können bei einem darauf folgenden heftigen Regen die höchsten Wasserstände entstehen. Der Abflusskoeffizient kann dann eventuell bis zu $\alpha = 0{,}9$ steigen, während er sonst meistens zwischen etwa 0,5 und 0,6 angenommen werden kann.

Demnach wurden von Pascher auf Grund von vergleichenden Berechnungen zwischen den Niederschlagsflächen, den auf dieselben gleichzeitig gefallenen Regenmengen und den beobachteten Abflussmengen, die nachfolgenden hier im Auszug wiedergegebenen Hochwasser-Abflusskoeffizienten berechnet:

Fläche des Niederschlagsgebietes qkm	1,0	5,0	10	20	50	100	200	400	800	1000	2000	5000	10000	50000	100000
Regenintensität mm	90	72	60	45	24	17	12,8	8,0	6,8	5,7	4,8	2,6	1,5	0,85	0,6
Abflusskoeffizient α	0,7	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

Erfahrungsgemäss besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen den Abflusskoeffizienten der Jahres-Abflussmengen, und denjenigen der Hochwässer nach einer Periode excessiver Regen, indem erstere nur von der Jahres-Regenmenge, dem Masse der Verdunstung und dem Verbrauch für die Vegetation abhängen, beim Abfluss der Hochwässer sich dagegen der Umstand geltend macht, dass von den stärkeren Niederschlägen ein grosser Teil momentan zurückgehalten, und erst später allmählich den Flussgerinnen zugeführt wird, nebstdem im Hochgebirge Teile der Niederschläge als Schnee aufgespeichert, von den Seen und Moorgründen magaziniert und auch von den Schotterfeldern aufgesaugt werden, wo sie momentan nur den Grundwasserspiegel heben, und erst bei Niederwasser ablaufen. Diese namentlich bei den Sommer-Hochwässern zur Geltung kommenden Umstände bedingen es, dass der Abflusskoeffizient der Hochwässer oft wesentlich kleiner ausfällt als jener der Jahres-Abflüsse.

Im folgenden werden nach Pascher (ÖZ. 1895, N:o 27) die aus den Jahres-Abflüssen berechneten Abflusskoeffizienten einiger österreichischen und deutschen Flüsse angegeben, woraus zugleich die schon früher betonte Tatsache hervorgeht, dass der Abflusskoeffizient im oberen Teil eines Flusslaufes in der Regel grösser ist als im unteren.

Flussgebiet	Jahr	Jahres-Regenhöhe mm	Jahres-Regenmenge	Jahres-Abflussmenge	Abflusskoeff. α	Bemerkungen.
			Millionen cbm			
Elbe in Böhmen	1887	541	27740	6370	0,23	Fläche des Niederschlagsgebietes 51320 qkm
	1890	810	43620	14250	0,33	
	1891	663	34020	9600	0,28	
Saale	1874	500	9416	1927	0,20	dto 18 860 qkm
	1882	816	15402	4780	0,31	
Donau bei Wien	1887	783	79.672,4	50.241,6	0,63	
	1890	1000	102.127,1	69.811,2	0,68	
	1891	894	90.840,9	63.676,8	0,70	
Inn bei Reisach	—	—	—	—	0,90	
„ „ Passau	—	—	—	—	0,74	
Iller im Gebirge	—	—	—	—	0,95	
„ an der Mündung	—	—	—	—	0,77	
Lech „ „	—	—	—	—	0,69	
Isar „ „	—	—	—	—	0,612	

Bezüglich der Abflussverhältnisse der Flüsse in Schweden gibt Ossian Appelberg einen umfangreichen Bericht in IFF. 1886, S. 107.

In neuerer Zeit sind auch empirische Formeln zur Berechnung der Abflussmengen der Flüsse aus den Regenmengen aufgestellt worden, bei deren Anwendung die verschiedenen, den Ablauf der Wässer beeinflussenden Umstände in mehr oder weniger befriedigender Weise berücksichtigt werden können. Von diesen Formeln sind es namentlich diejenigen von Lauterburg, die sich durch eine gründlichere Berücksichtigung jener Umstände auszeichnen, und Anerkennung gefunden haben. Dieselben haben folgende Form (AB. 1887 — Rh.):

I. Abflussmenge des denkbar niedrigsten Wasserstandes (kann alle 100 Jahre etwa einmal eintreten): $Q_0 = (1 - \alpha)\ (1 - \varrho)\ q_u hF$.

II. Abflussmenge des mittleren Niederwasserstandes: $Q_1 = q_u hF$.

III. „ des theoretischen, aus der jährlichen Niederschlagsmenge abgeleiteten Mittelwasserstandes: $Q_2 = 0{,}03964\ \alpha hF + 0{,}037\, f$.

IV. Ausserordentliche Hochwasser-Abflussmengen:

1) Bei 4 tägigem Landregen von täglich 50 mm Höhe:

$$Q_3 = 0{,}96\, F \left(\frac{7}{6 + 0{,}001\, F}\right) + 0{,}2\, f$$

Für langdauernde Landregen: $Q_3 = Q_m + \alpha F \frac{1 + 0{,}5\, F_1}{1 + F_1 (1 + 0{,}1\, F_1)} + 0{,}2\, f$,

wobei $F_1 = 0{,}0001\, F$.

2) Bei ausserordentlichem Tagesregen von 250 mm pro 24 Stunden:

$$Q_4 = Q_m + 2{,}9\, \alpha F \left(\frac{114}{115 + 0{,}05\, F} + 0{,}007\right) + 0{,}12\, f$$

3) Bei ausserord. 1 stündigem Schlagregen von 0,035 mm pro Sek.:

$$Q_5 = Q_m + \alpha F \frac{32}{31 + F} \,.\, 35 + 0{,}05\, f.$$

In diesen für mitteleuropäische Verhältnisse geltenden Formeln bedeutet q_u den sekundlichen Quellenerguss pro qkm, — welcher von Lauterburg bei einer jährlichen Niederschlagshöhe von 1 m im Alluvialgebirge, auf undurchlässigem Grund und bei sonst mittleren Verhältnissen gleich 0,007 bis 0,01 kbm angenommen wird —, h die jährliche Niederschlagshöhe in Meter, F die Oberfläche des Niederschlagsgebietes in qkm, f die Fläche der eventuell vorhandenen Gletscher in qkm (somit für Länder ohne Gletscher $f = o$), α einen von den, den unmittelbaren Abfluss befördernden Ursachen und Kräften abhängigen s. g. Abflussfaktor, ϱ einen den augenblicklichen Rückstand (das Grund-Verdunstungs- und Pflanzenspeisungswasser vermehrenden) Zurückhaltungsfaktor, und Q_m das vor der Anschwellung abgelaufene sekundliche Quantum.

Die unter IV. angegebenen Formeln beruhen auf den grössterlebten Niederschlägen der Schweiz. Für Länder mit anderen maximalen Niederschlägen müssen Q_3, Q_4 und Q_5 jeweilig mit $\frac{H'}{H}$ multipliziert werden, wenn H die obigen schweizerischen und H' die anderwärtigen Flutregen bezeichnet. Im allgemeinen kann man aber für das Verhältnis der Flutregen auch dasjenige der jährlichen Niederschlagshöhen $\frac{h'}{h}$ einsetzen.

Die Koefficienten α, ϱ und q_u werden am besten unmittelbar aus Beobachtungen an den bezüglichen Flussläufen, unter Benutzung der Formeln I. bis III. abgeleitet, indem für $f = o$

$$\alpha = \frac{Q_2}{0{,}03964\, hF}, \quad q_u = \frac{Q_1}{hF} \text{ und } \varrho = 1 - \frac{Q_0}{(1 - \alpha)\, q_u\, hF}$$

Übrigens können für q_u die oben angegebenen Werte benutzt werden, während die Werte von α und ϱ aus der nachfolgenden Tabelle entnommen werden (AB. 1887, S. 91). Um hierbei allen auf den Abfluss einwirkenden Umständen möglichst Rechnung zu tragen, wird der Faktor α aus drei Teilen zusammengesetzt angenommen, nämlich aus einem Steilheitsfaktor α_1, einem Bodendichtigkeitsfaktor α_2

und einem Sterilitätsfaktor α_3, so zwar dass $\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3$. Hierfür werden von Lauterburg für die Berechnung von Q_0 Q_2, Q_4 und Q_5 folgende Werte angegeben:

	Sehr undurchläss. Untergrund			Mitteldurchlässiger Untergrund			Sehr durchlässiger Untergrund		
	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach	Sehr steil	Mittelsteil	Flach
I. Alpenregion.									
1. Gletscher- u. Firngebiet, zieml. flache Schutthalden, lockerer Geröllboden u. dichtes bewaldetes Gebiet, überhaupt stark wasserschluckendes Terrain	$\alpha_1 = 0{,}30$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_3 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha_1 = 0{,}20$ $\alpha_2 = 0{,}30$ $\alpha_8 = 0{,}05$ $\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}45$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}30$	$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}30$	
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$	
3. Waidland	$\alpha = 0{,}85$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}40$	
4. Kahles Felsgebirge	$\alpha = 0{,}90$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	
II. Hügelland und Niederung									
1. Geschlossene Waldung, lockerer Gerölleboden, steiniges oder sandiges Wüstengeb.		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}25$ $\varrho = 0{,}30$
2. Aufgebrochenes Kulturland und leichtes Gehölz		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}45$ $\varrho = 0{,}50$		$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}50$	$\alpha = 0{,}35$ $\varrho = 0{,}50$
3. Wiesen- u. Waidland		$\alpha = 0{,}75$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}65$ $\varrho = 0{,}40$	$\alpha = 0{,}55$ $\varrho = 0{,}40$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}40$
4. Kahles Felsgebirge (kommt in Niederungen selten vor)		$\alpha = 0{,}80$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}70$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$		$\alpha = 0{,}60$ $\varrho = 0{,}70$	$\alpha = 0{,}50$ $\varrho = 0{,}70$

Die hieraus hervorgehenden Werte von Q_0 gelten nur für die trockenste Zeit der regenärmsten Sommer, also für das denkbar kleinste Minimum, wie es während eines Menschenalters kaum einmal zu erwarten ist, während für die Ermittlung des gewöhnlichen, in allen trockenen Jahrgängen vorkommenden Minimums, der Faktor $(1-\varrho) = 1$ anzunehmen ist. Bei Seen wären event. noch die Verluste durch Verdunstung und Retention zu berücksichtigen.

Aus der folgenden Tabelle von Pascher (ÖZ. 1892, N:o 21) sind für mittlere Verhältnisse die aus den Formeln von Lauterburg und dem Verfahren von Pascher sich ergebenden Hochwasser-Abflusswerte zu ersehen. Hierin wird angenommen, dass in einem Flusse die grösste Wassermenge dann eintritt, wenn die Regendauer so gross ist, dass während derselben im Flusstale das Wasser von dem entferntesten Punkte bis zur Messtelle gelangt ist, in welchem Falle dann an dieser Stelle der s. g. Scheitelstand eintritt.*)

*) Vergl. auch die Formeln von Iszkowski (ÖW. 1884, 1886) und von Cramer (CBl. 1893, N:o 25).

Grösse des Gebietes	Grösste Regen-intensität für den Scheitelstand		Grösste Regenmenge für Sek. u. qkm		Grösste Abflussmenge bei höchstem Wasserstand für Sek. u. qkm	
qkm	Lauterburg mm	Pascher mm	Lauterburg cbm	Pascher cbm	Lauterburg cbm	Pascher mm
1	126	90	35	25	24,5	17,5
2	122	85	33	23,6	27,7	16,5
5	112	72	31,1	20,0	21,8	14,0
10	98	60	27,3	16,6	19,1	11,6
20	79	45	21,9	12,5	15,8	8,7
30	66	34,5	18,4	9,6	12,9	6,7
50	50	24,0	13,8	6,7	8,8	4,0
100	37	17,0	8,5	4,7	5,1	2,8
200	17	12,8	4,8	3,6	2,9	2,1
300	12	10,0	3,4	2,8	2,0	1,7
500	8,5	7,5	2,4	2,1	1,4	1,2
1000	7,2	5,7	2,0	1,6	1,2	0,90
2000	5,3	4,3	1,5	1,2	0,87	0,72
3000	4,5	3,6	1,25	1,0	0,75	0,60
4000	3,8	3,0	1,05	0,83	0,63	0,50
5000	3,2	2,6	0,90	0,72	0,54	0,43
10000	1,9	1,5	0,53	0,42	0,32	0,25
20000	1,04	1,15	0,29	0,32	0,17	0,19
30000	0,90	1,05	0,20	0,29	0,12	0,18
40000	0,59	0,95	0,16	0,26	0,16	0,16
50000	0,49	0,85	0,13	0,24	0,13	0,14
100000	0,45	0,60	0,07	0,17	0,07	0,10

Nach Franzius führen grosse Flüsse mit langsamem Zufluss nur noch etwa 15 %, kleine Gebirgsflüsse bis zu 90 % des jährlichen Niederschlages ab. In Deutschland schwanken diese Zahlen für die grösseren Flüsse zwischen etwa 30 und 40 % und für kleinere zwischen 50 und 80 %, und werden als allgemeiner Anhalt nachfolgende Werte angegeben:

Deutsche Flüsse führen in 1 Sekunde von 1 qkm Zuflussgebiet	Bei kleinstem Wasser cbm	Bei grösstem Wasser cbm	Verhältniss beider rund	Bemerkungen
Nahe bei den Quellen in gebirgiger Gegend (nicht Gletscher)	0,002 – 0,004	0,35 – 0,60	1 : 150	Grosser Niederschlag, rascher, voller Abfluss.
In gebirgiger oder steiler, hügeliger Gegend	0,002	0,18 – 0,23	1 : 90	Mässiger Niederschlag, rascher Abfluss.
In nicht steiler, hügeliger Gegend	0,0018	0,12 – 0,18	1 : 75	Mässiger Niederschl., langsamer, unvollkommener Abfluss.
In flacher Gegend	0,0016	0,06 – 0,12	1 : 50	Kleiner Niederschlag, wie vorhin.
In flacher, sandiger oder mooriger Gegend	0,0012 – 0,0015	0,035 – 0,06	1 : 35	Kleiner Niederschlag, grossenteils absorbiert.

Ferner gibt Tolkmitt zur Schätzung der Wassermengen mitteleuropäischer Flüsse zum ungefähren Anhalt folgende Abflussmengen in Sekundlitern für 1 qkm an:

1. Bei Niederwasser:
   a) in flacher oder hügeliger Gegend mit wenig durchlässigem Boden . . . . 0,5—1,2
   b) im Flachlande mit Wäldern und Seen . . . . 1,2—2,0
   c) im bewaldeten Berglande und durchlässigem Hügellande . 1,6—2,4
3. Bei gewöhnlichem Sommerwasser . . . . 3—5
3. Bei durchschnittlichem Hochwasser für Flussgebiete über 500 qkm Grösse:
   a) im Flachlande mit Seen und grossen Überschwemmungsflächen 15—40
   b) in flacher oder hügeliger Gegend mit durchlässigem Boden 30—80
   c) desgl. bei wenig durchlässigem Boden . . . . 60—150
   d) im Berglande ohne kahles Felsgebiet . . . . 80—200

Die Jahresabflusshöhe kann um etwa 50 % nach oben und nach unten gegenüber dem Jahresmittel schwanken, je nachdem ein Jahr sehr nass oder sehr trocken ist, und wird das Verhältnis zwischen den bei Nieder- und Hochwasserstand abfliessenden Wassermengen einiger Flüsse Mitteleuropas nach Frauenholz wie folgt angegeben (Rh.):

Für die Isar	bei München	= 1:36	Für die Garonne	bei Toulouse	= 1:158
„ den Main	„ Frankfurt	= 1:80	„ „ Allier	„ Guétin	= 1:375
„ „ Rhein	„ Basel	= 1:14	„ „ Loire	„ Nevers	= 1:331
„ „ „	„ Kehl	= 1:14	„ „ „	„ Blois	= 1:216
„ „ „	„ Lauterburg	= 1:11	„ „ „	oberh. Tours	= 1:150
„ „ „	„ Emmerich	= 1:6,6	„ „ „	unterh. „	= 1:41
„ die Donau	„ Wien	= 1:3,6	„ „ Rhone	bei Lyon	= 1:29
„ „ Ruhr	„ Mühlheim	= 1:192	„ den Main	„ Frankfurt	= 1:103
„ den Neckar	„ Offenau	= 1:200	„ die Mosel	„ Coblenz	= 1:80
„ die Weichsel	„ Kurzebrack	= 1:25	„ „ Elbe	„ Torgau	= 1:20
„ „ Oder	unterh. Breslau	= 1:84	„ „ Lahn	„ Diez	= 1:107
„ „ „	„ Küstrin	= 1:27	„ „ Lippe	„ Wesel	= 1:54

Hiervon sind namentlich die ungünstigen, hauptsächlich auf mangelhafte Bewaldung zurückzuführenden Abflussverhältnisse der französischen Flüsse bemerkenswert, und geht hieraus auch hervor, dass der Unterschied zwischen Nieder- und Hochwassermenge mit zunehmender Länge des Laufes der Flüsse abnimmt, was von dem Einflusse der Nebenflüsse herrührt, deren Hochwässer meist zu verschiedenen

Zeiten eintreffen. Ferner werden nach amtlichen Veröffentlichungen noch folgende Verhältnisse zwischen Nieder-, Mittel- und Hochwassermengen angegeben (Rh.):

Flusstrecke	Sekundl. Wassermenge in cbm			Verhältnis		
	N.W.	M.W.	H.W.	N.W.	M.W.	H.W.
Memel, Unterlauf	160	260	1250	1	1,6	7,8
Weichsel, Mündung	430	950	5000	1	2,2	11,6
Nogat bei Marienberg	120	380	3250	1	3,3	26,8
Oder „ Cosel	10,5	59,5	1800	1	5,7	171,2
„ „ Breslau	27	200	2300	1	7,4	85,2
„ „ Schwedt	190	545	2600	1	2,9	13,7
Elbe „ Torgau	64	266	3410	1	4,1	5,3
„ „ Lauenburg	247	640	3360	1	2,6	13,6
Weser „ Münden	25	92	1755	1	3,7	42,9
„ unterh. Allermündg.	92	296	3150	1	3,2	33,0
Rhein „ Mainz	780	1530	7000	1	2,0	9,0
„ „ Coblenz	900	1720	7900	1	1,9	8,8
„ „ Emmerich	1060	2000	9100	1	1,9	8,6

Bezogen auf das gesamte Stromgebiet beträgt der sekundliche Abfluss in Litern von 1 qkm, für

	N.W.	MW.	HW.	
die Memel	1,4	2,3	11,2	sl/qkm
„ Weichsel	2,8	13,5	41,2	„
„ Oder	1,6	4,6	28,8	„
„ Elbe	1,6	4,4	23,0	„
„ Weser	1,9	6,2	65,6	„
den Rhein	4,5	9,0	40,5	„ [1]

Bei mehreren deutschen Eisenbahnen sind für hügeliges Gelände, unter gewöhnlichen Versickerungsverhältnissen, zur Bestimmung von Hochwassermengen folgende Annahmen für den sekundlichen Abfluss von 1 qkm gebräuchlich (Rl. III S. 1146):

Bei weniger als 1 qkm	5 bis 3 cbm.
Von 1 bis 10 qkm	3—1,5 „
„ 10—40 „	1,5—1,0 „
„ 40—100 „ für die ersten 40 qkm	1,0 „
„ den Rest	0,6 „
„ 100—300 „	0,7—0,5 „
„ 300—600 „	0,5—0,4 „
Über 600 „	0,4 „

Nerman[2]) nimmt zur Berechnung von Entwässerungsanlagen von Ländereien für schwedische Verhältnisse an, dass von der mittleren jährlichen Niederschlagsmenge von 570 mm ungefähr 130 mm auf die Wintermonate entfallen,

[1]) Siehe auch ÖZ. 1886, S. 69 — ÖM. 1895, S. 320.

[2]) G. Nerman, Handbok för beräkningar vid dikning m. m. Stockholm 1887.

und dass hiervon 30 % durch Verdunstung und zufälliges Tauwetter während des Winters abgehen, so dass die übrigen 70 %, oder rund 90 mm, im Frühjahr durch die Entwässerungsanlagen (Gräben und Drains) abzuleiten sind. Da man nach den in Schweden gemachten Beobachtungen annehmen kann, dass dort das Frühjahrswasser von Äckern innerhalb ungef. 14 Tagen abläuft, so ergibt sich, wenn man hierfür sicherheitshalber 10 Tage annimmt, für Ackerfelder eine Abflussmenge von ca. 0,001 cbm für 1 ha und Sekunde, oder 0,1 cbm pro Sekunde und qkm. Für Wälder wird eine 30 tägige Abflusszeit angenommen, dem somit eine sekundliche Abflussmenge von 0,0003 cbm pro Sek/ha entspricht, während für Wiesen, die im allgemeinen weniger gründlich entwässert zu werden brauchen, 0,0006 cbm und für grössere Wassergebiete, wie jenes des Hjelmarn, 0,00045 cbm pro Sek/ha angenommen werden kann, für Sümpfe entsprechend weniger. In Dänemark pflegt man, nach Angabe desselben Verfassers, für bebauten Boden, entsprechend 150 mm Regen und 28 tägiger Abflusszeit, 0,00063 cbm pro Sek/ha anzunehmen.

Eine besondere Untersuchung erheischt die Bestimmung der von Stadtgebieten abfliessenden Regenmengen, wie dies bei der Projektierung von städtischen Entwässerungsanlagen (Abzugskanälen) erforderlich ist. Hier kommen nur die in kürzeren Zwischenräumen niederfallenden Sturzregen, der Intensität und Dauer nach, die Grösse und Beschaffenheit des Zuflussgebietes, sowie die Lage, Länge und die Neigungsverhältnisse der bezüglichen Kanalstrecken, die Wahrscheinlichkeit einer künftigen Erweiterung derselben, sowie die mehr oder weniger schweren Folgen eines eventuellen zeitweiligen Überschwemmens der bezüglichen Kanäle in Betracht. Nach Frühling (Gl. 1895, N:o 20) wurden auf der landwirtschaftlichen Hochschule in Berlin in den Jahren 1884 bis 1893 folgende Sturzregen beobachtet, deren Dauer zwischen 3 und 33 Minuten schwankte:

89	Regen von	20	mm	und darüber	in 1 Stunde	(entsprech.	55,6	Liter pro Sek. & ha)
32	„ „	30	„	„	„ „	„ („	83,3	sl/ha)
18	„ „	40	„	„	„ „	„ („	111,1	„)
21	„ „	50	„	„	„ „	„ („	138,9	„)
5	„ „	60	„	„	„ „	„ („	166,7	„)

Da man bei Annahme der allerstärksten Niederschläge zu Kanaldimensionen kommen würde, welche zum erzielten Vorteil — Vermeidung jedweder Überschwemmung niedriggelegener Räume — in keinem Verhältnis stünde, so erachtet Frühling eine Abflussmenge von 125 sl/ha (entsprech. 45 mm Regen in der Stunde) als für die meisten Fälle genügend. Es sind z. B. in Wiesbaden 97,

Posen 100, Mainz 111, Düsseldorf 113, Mannheim 125, Paris 125 und Königsberg 168 sl/ha angenommen worden. Bürkli nimmt für schweizerische Städte 125—200 sl/ha an. Hiervon gelangt jedoch nicht alles in die Kanäle, sondern geht ein Teil durch Verdunstung und durch Aufsaugung und Versickerung in den Boden verloren. Demnach kann angenommen werden, dass von der gesamten Regenmenge je nach der Bodenbeschaffenheit im Mittel folgende Teile zum Abfluss gelangen:

Beim dicht bebauten Kern der Städte . . . . 0,7 bis 0,9
Bei anschliess. neueren Stadtteilen (geschlossene Bebauung) . . . 0,5—0,7
„ Villavierteln . . . . 0,25—0,5
„ Übungsplätzen und unbebauten Flächen der Bahnhöfe . . . . 0,1—0,3
„ Anlagen, Gartenflächen, sowie nach Stadtgebieten entwässernden Wiesen und Äckern, je nach Gefälle und Beschaffenheit . . 0,05—0,15
„ nach dem Stadtgebiet entwässernden Waldflächen . . . . . . 0,1—0,15

Hierbei ist auf die zukünftige Bebauung und Befestigungsart des Entwässerungsgebietes möglichst Rücksicht zu nehmen. Die Verluste durch Verdunstung von der Oberfläche, sowie die Zufuhr von Grundwasser sind in der Regel so gering, dass sie vernachlässigt werden können. Dementsprechend wurde z. B. in Paris angenommen, dass von den oben angegebenen 125 sl/ha nur $^1/_3$, also 41 sl/ha gleichzeitig in die Kanäle gelangen.

Nachdem ferner die Stärke der Sturzregen mit deren Flächenausdehnung abnimmt, so erscheint es namentlich bei grösseren Städten gerechtfertigt, die Abflussmenge mit zunehmender Fläche abnehmen zu lassen. So wurde z. B. in Berlin für Flächen unter 10 ha eine Regenmenge von 43 sl/ha und über 10 ha nur 21,2 sl/ha (entsprechend 23 mm Regenhöhe in der Stunde) angenommen, wovon $^1/_3$ gleichzeitig in die Abzugskanäle gelangen soll. In anderen Städten z. B. in Chemnitz und Dresden wurden hierfür, auf Grund von Beobachtungen, welche in den kanalisierten Stadtteilen bei heftigen Sturzregen stattgefunden haben, folgende Werte für die wirklich ablaufenden Regenmengen aufgestellt (DB. 1887, N:o 7):

Fläche	0	5	10	15	20	30	40	50	60	70	80	90	100	200	300	∞	ha
Abfluss. Chemnitz .	∞	48	43	40	38	35	33	32	31	30	29,5	28,5	28	25,5	24	0	sl/ha
„ Dresden . .	∞	—	62	55	46	45	34	31	28,5	27	26,5	26	26	26	26	26	„

Diese Abflussmengen gelten für dicht bebaute Gebiete, während in weitläufig bebauten, oder mit ausgedehnten Parkanlagen versehenen Vierteln dieselben um 10 bis 30 % verringert werden.

Frühling stellt hierfür (Gl. 1895, N:o 20) die nachfolgende Formel auf, worin q die grösste und q_1 die gesuchte Regenmenge, und l die Länge des Kanals (Luftlinie) bedeutet:

$$q_1 = q \,.\, 0{,}006 \sqrt{l}$$

Schliesslich ist die Dauer der Sturzregen insofern von Bedeutung, als sich aus dem Verhältnis derselben zur Länge des Kanals ergibt, ob und in wieweit an einer bestimmten Kanalstelle die s. g. Verzögerung des Abflusses zur Geltung kommt. Denkt man sich nämlich, dass einem Kanal während eines Regens innerhalb seines Entwässerungsgebietes der ganzen Länge nach Wasser zugeführt werde, so gelangt am unteren Ende des Gebietes nur dann die ganze auf dasselbe fallende sekundliche Wassermenge zum Abfluss, wenn der Regen länger dauert, als zum Anlangen der vom äussersten Ende des Gebietes kommenden Wassermengen erforderlich ist, da sonst in den unteren Teilen der Leitung der Zufluss aufhört, bevor die von den entfernteren Punkten kommenden (verzögerten) Wasserzuflüsse anlangen. Diese Bedingung wird daher umsoweniger erfüllt sein, je grösser das Gebiet und die Länge des Kanals, je geringer dessen Gefälle, und je weniger geneigt der Boden ist, wodurch die Geschwindigkeit verkleinert, und daher die Verzögerung vergrössert wird. Ist somit v die sekundl. Geschwindigkeit mit welcher sich das Wasser im gefüllten Kanale bewegt, t die Dauer des Sturzregens in Sekunden, l die Länge des Kanals von der Abflusstelle bis zum äussersten Ende des Gebietes, so muss

$$l \geqq vt$$

sein, damit sich die Verzögerung geltend mache. Für beispielsweise $v = 0{,}9$ m und $t = 25$ Min. wäre $l \geqq 0{,}9 \,.\, 25 \,.\, 60 \geqq 1350$ m, woraus also folgt, dass die Verzögerung erst bei längeren Leitungen zur Geltung kommt.

Wird bei stattfindender Verzögerung diese durch einen Verzögerungskoeffizienten $\varphi \leqq 1$ zum Ausdruck gebracht, mit dem die Abflussmenge somit noch zu multiplizieren wäre, so ist dieser von der Grösse, den Neigungsverhältnissen und der Form des Abflussgebietes abhängig. Bezeichnet f diejenige Fläche von der Länge l_1, bei welcher entsprechend $l_1 = vt$ an der Abflusstelle gerade der Beharrungszustand erreicht wird, so ist nach Frühling für eine Fläche F,

$$\varphi = \frac{f}{F},$$

daher z. B. für ein rechteckiges Niederschlagsgebiet von der Breite b und Länge l

$$\varphi = \frac{bl_1}{bl} = \frac{b \,.\, vt}{bl} = \frac{vt}{l}$$

Für andere Formen des Niederschlagsgebietes wären besondere Berechnungen erforderlich (vergl. Cl. 1894, S. 627).

Bürkli setzt für weniger koupiertes Terrain $\varphi = \frac{1}{\sqrt[4]{F}}$ und für stärker koupiertes $\varphi = \frac{1}{\sqrt[6]{F}}$, worin F in *ha* einzuführen.

b. Ermittlung der Abflussmengen durch Berechnung der Geschwindigkeit.

Wenn das Gerinne auf eine entsprechende Länge gleichförmig ist, so dass dann die Bewegung des Wassers als eine gleichmässige (gleichförmige) angenommen werden kann, so kann bei bekanntem Querprofil F des Wassers die mittlere Geschwindigkeit v, und daher auch die abfliessende Wassermenge aus

$$Q = Fv$$

berechnet werden.

Wird nämlich hierbei von der fliessenden Wassermasse ein zwischen zwei Querprofilen befindlicher Teil von der Länge a in Betracht gezogen, so ist dessen Gewicht, wenn γ das Gewicht der Raumeinheit bedeutet:

$$G = \gamma F a$$

Ist ferner α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen die Wagrechte, also $\operatorname{tang} \alpha = J$ das relative Gefälle, und wird der Kleinheit des Winkels wegen $\operatorname{tang} \alpha = \sin \alpha$ gesetzt, so ist

$$G \sin \alpha = \gamma F a J$$

die bewegende Kraft jener Wassermasse in der Richtung des Gefälles, die zur Aufrechterhaltung der Gleichmässigkeit der Bewegung gleich sein muss dem Gleitungswiderstand der Flüssigkeit, bestehend im Reibungswiderstand des Bettes und der Luft, und in den Widerständen der inneren Bewegung der Wasserteilchen. Ist daher p der benetzte Umfang (Wasser-Perimeter) des Bettes, so kann dessen Reibungswiderstand gleich

$$kpav^2$$

angenommen werden, wenn k einen Erfahrungskoeffizienten bedeutet. Man hat daher bei Vernachlässigung der übrigen Widerstände:

$$kpav^2 = \gamma F a J, \text{ woraus}$$

$$v = \sqrt{\frac{\gamma}{k} \frac{F}{p} J}$$

oder, wenn $\sqrt{\frac{\gamma}{k}} = c$ und $\frac{F}{p} = R$ (Profilradius, mittlerer oder hydraulischer Radius, mittlere hydraulische Tiefe) gesetzt wird, so ist

$$v = c\sqrt{RJ},$$

als die älteste, bereits um die Mitte des 18. Jahrhunderts von Chézy aufgestellte Geschwindigkeitsformel. Den Koeffizienten c bestimmte später Eytelwein (1801) aus Messungen von Dubuat (1779) und erhielt für Metermass:

$$v = 50{,}9\sqrt{RJ}.$$

Allein diese Chézy-Eytelwein'sche Formel leidet nicht nur an dem Übelstand, dass schon die bei deren Ableitung gemachte Vorausetzung der gleichen Geschwindigkeit aller Wasserteilchen und die Vernachlässigung der inneren Widerstände unrichtig ist, und schon deshalb der Koeffizient c nicht konstant sein kann, sondern haben die Beobachtungen gelehrt, dass derselbe sich sowohl mit der Geschwindigkeit ändert, als auch vom Rauheitsgrad des benetzten Umfanges, vom Profilradius R, vom Gefälle J, von der Art der mitgeführten Sinkstoffe und selbst von der Form der Längen- und Querprofile abhängig ist. Nachdem aber diese Formel den Vorteil der Einfachheit hat, so kann dieselbe in Fällen wo kein grösserer Grad von Genauigkeit erforderlich ist, wie bei der Projektierung städtischer Entwässerungsanlagen, dennoch ohne Bedenken angewendet werden [1]).

Von den zahlreichen älteren Formeln bei denen die obgenannten, auf die Veränderlichkeit des Koeffizienten c einwirkenden Umstände in mehr oder weniger befriedigender Weise berücksichtigt sind, eignet sich für kanalartige regelmässige Wasserläufe die Formel von Hagen (ZfB. 1881):

$$v = 43{,}7\sqrt[6]{R}\,.\sqrt{RJ}$$

und für Gerinne und kleine Flüsse die ältere Formel von Bazin (1865):

$$v = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \frac{\beta}{R}}}\,.\sqrt{RJ},$$

bei welcher nach Massgabe der Rauheit des benetzten Umfanges für die Werte der Koeffizienten α und β vier Hauptklassen zu unterscheiden sind, nämlich für:

	α	β
1) sehr glatte Wände (geglätteter Cement, sorgfältig gehobelte Bretter u. s. w.)	0,00015	0,0000045
2) glatte Wände (Hausteine, Backsteine, Bretter u. s. w.) . .	0,00019	0,0000133
3) weniger glatte Wände (Bruchsteinmauerwerk u. s. w.) . .	0,00024	0,0000600
4) Wände in Erde	0,00028	0,0003500
5) „ „ Geschiebe oder Gerölle (nach Ganguillet und Kutter)	0,00040	0,00070

Die weitgehendste Berücksichtigung der auf den Koeffizienten c einwirkenden Faktoren findet in der aufgrund umfassender Messungen aufgestellten

[1]) So wurde dieselbe z. B. bei der Berechnungen der Abzugskanäle in Berlin in der abgerundeten Form $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

Formel der schweizerischen Ingenieure Ganguillet und Kutter (ÖZ. 1869 — Kutter, die neuen Formeln für die Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen, Wien 1877 — Berlin 1885):

$$v = \left\{ \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{n}{\sqrt{R}}} \right\} \sqrt{RJ}$$

In dieser ganz allgemeinen, für Gewässer jeder Art und Grösse geltenden Formel ist die Grösse n (der s. g. Rauheitskoeffizient) vom Grade der Rauheit des benetzten Umfanges abhängig. Derselbe ist für:

	n	n Mittel	$\frac{1}{n}$
1) Gerinne mit glatten Cementwandungen oder sorgfältig gehobeltem Holz	0,0085 bis 0,011	0,010	100,00
2) Gerinne aus gewöhnlichen Brettern	0,011 — 0,013	0,012	83,33
3) Kanäle aus Quadern oder gut gefugten Backsteinen	0,012 — 0,020	0,017	76,91
4) „ „ Bruchsteinen	0,014 — 0,022	0,017	58,82
5) „ „ in Erde bei gemauerten Seitenwänden;	0,018 — 0,030	0,025	40,00
Gewässer in Erde Kanäle, Bäche, Flüsse	0,020 — 0,040		
6) Gewässer mit gröberen Geschieben und mit Wasserpflanzen	0,020 — 0,060	0,030	33,33

Bei der Anwendung der Formel liegt die Hauptschwierigkeit in der Wahl der richtigen Kategorie für den Rauheitskoeffizienten. Im allgemeinen sinkt derselbe bei Flüssen vom oberen nach dem unteren Lauf zu, entsprechend der Abnahme der Rauheit des Bettes durch die Abnahme der Korngrösse der Geschiebe.

Für die Berechnung von Entwässerungsgräben können nach Nerman folgende Werte angenommen werden:

1) für gewöhnliche, gut ausgeführte und unterhaltene Gräben, worin Steine Wasserpflanzen und Unregelmässigkeiten nicht vorkommen: $n = 0{,}025$;

2) für weniger gut unterhaltene Gräben, worin Steine und Wasserpflanzen hie und da vorkommen: $n = 0{,}03$, und

3) für unregelmässige, schlecht ausgeführte Abläufe in Schotter oder steiniger Erde, oder solche worin Wasserpflanzen in grösserer Menge vorkommen: $n = 0{,}035$.

Da die Berechnung von c aus obigem Klammerausdrucke sehr zeitraubend ist, sind hierfür in den genannten Quellen analytische und graphische Tabellen aufgestellt worden, aus denen von den Grössen R, J, n und c immer die eine unmittelbar entnommen werden kann, wenn die anderen gegeben sind.

Für die graphische Darstellung ist, wenn

$$c = \frac{z}{1 + \frac{x}{\sqrt{R}}} \text{ gesetzt wird,}$$

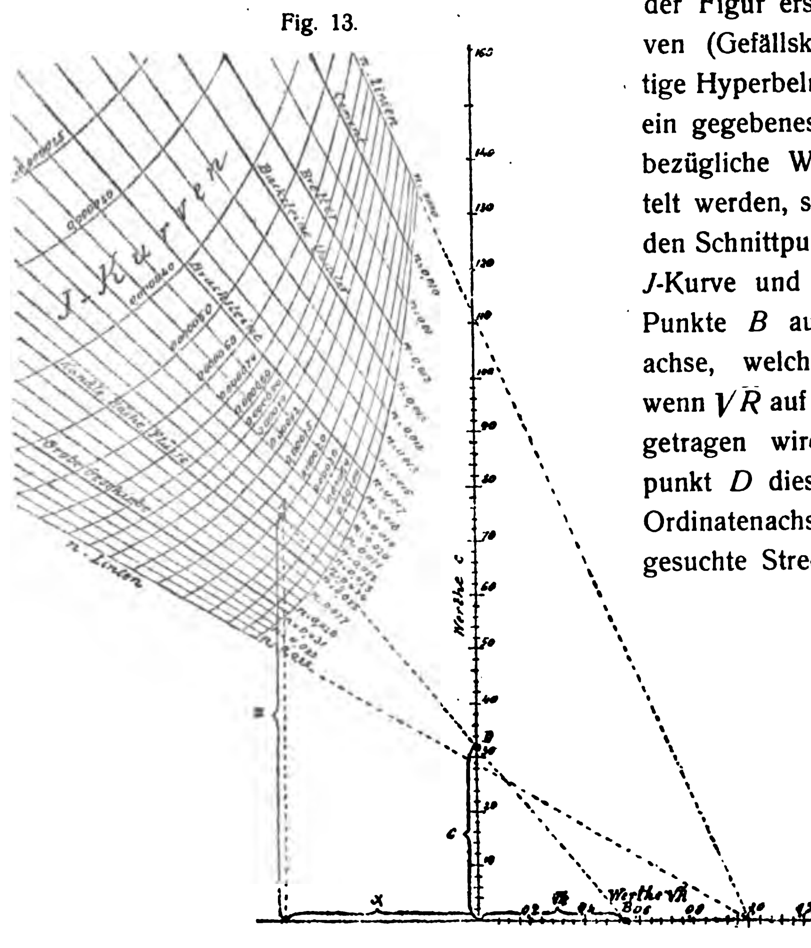
$$c : z = \sqrt{R} : (x + \sqrt{R}), \text{ worin}$$

$$x = n\left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right), \text{ und}$$

$$z = 23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{J}$$

Werden daher, wie in Textfig. 13, für die aus verschiedenen Werten von n und J sich ergebenden Werte von x und z aufgetragen, so erhält man die in der Figur ersichtlichen J-Kurven (Gefällskurven, gleichseitige Hyperbeln). Soll dann für ein gegebenes R, J und n, der bezügliche Wert von c ermittelt werden, so verbindet man den Schnittpunkt A der bezügl. J-Kurve und n-Linie mit dem Punkte B auf der Abscissenachse, welchen man erhält wenn $\sqrt{R}$ auf dieser Achse aufgetragen wird. Der Schnittpunkt D dieser Linie mit der Ordinatenachse ergibt dann die gesuchte Strecke c.

Fig. 13.



Die Kutter'sche Formel hat sich bisher als die zuverlässigste erwiesen, indem ihre Ergebnisse von den durch direkte Messung gefundenen Resultaten vergleichsweise am wenigsten abweichen; dieselbe ist deshalb auch allgemein gebräuchlich und in vielen Ländern offiziell vorgeschrieben. Allein abgesehen davon, dass dieselbe infolge ihrer komplizierten Form für den

Gebrauch ziemlich unbequem ist, so sind darin doch nicht alle Faktoren so berücksichtigt, dass sie namentlich für genauere Wassermengen-Bestimmungen in allen Fällen eine genügende Zuverlässigkeit gewähren würde. Man hat nämlich in neuerer Zeit durch genauere Geschwindigkeits-Messungen (z. B. in der Elbe und Donau) gefunden, dass der Rauheitskoeffizient n bei ein und demselben Flusse sowohl für verschiedene Querprofile, als auch für verschiedene Wasserstände bei ein und demselben Querprofil verschieden, sowie vom Durchschnittsgefälle abhängig sein kann, was dadurch zu erklären ist, dass die Rauheit des Flussbettes in erster Linie von der Beschaffenheit der Geschiebe, diese aber wieder vom Durchschnittsgefälle abhängt.

So ergab sich beispielsweise für die Donau bei Wien, aus den im Jahre 1878 vorgenommenen Messungen von Harlacher (ÖZ. 1895, N:o 27, S. 356) bei einer mittleren Geschwindigkeit $v = 2{,}01$ m, für das

Kuchelauer-Profil: $J = 0{,}000486$, $Q = 3632{,}5$ cbm, $n = 0{,}0284$
Reichsbrücken-Profil: $J = 0{,}0004427$, $Q = 3232{,}5$ cbm, $n = 0{,}027$
Donaukanal-Profil: $J = 0{,}00038$, $Q = 416$ cbm, $n = 0{,}025$

Desgleichen wurde bei den in der preussischen Elbe 1883—86 vorgenommenen Messungen gefunden, dass dort im allgemeinen n zwischen 0,021 und 0,032 schwankt. Es wurden daher die Ergebnisse jener Messungen mit den entsprechenden Durchschnittsgefällen in Beziehnng gebracht und aus ihnen dann, unter Zugrundlegung der allgemeinen Formel $v = c \,.\, R^n \,.\, J^m$ mittels der Methode der kleinsten Quadrate, die wahrscheinlichsten Werte für m, n und c ermittelt. Es fand sich hierbei $m = 0{,}5037$, $n = 0{,}3345$, daher annähernd $m = \frac{1}{2}$, $n = \frac{1}{3}$ und

$$v = 46{,}01 \sqrt[3]{R} \sqrt{J}$$

Dies gilt für die Elbe innerhalb Preussen, also für Wassermengen von 90 bis 430 cbm, Gefälle von 0,000070 bis 0,000230 und mittlere Tiefen von 1 bis 3 m (CBl. 1894, S. 221. — Vergl. auch ZfB. 1886, S. 551, — 1890, S. 76, 1893, S. 122 — HZ. 1885, S. 621).

Bei weniger genauen Geschwindigkeitsberechnungen, wie etwa für städtische Entwässerungsanlagen, kann die Kutter'sche Formel dadurch vereinfacht werden, dass bei Annahme von $J = \infty$, somit $\frac{0{,}0015}{J} = o$ und

$$v = \frac{23 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{23\,n}{\sqrt{R}}} \sqrt{RJ}$$

gesetzt wird, welche Formel von Knauff zur Berechnung von Entwässerungskanälen vorgeschlagen wird (GI. 1887). Er nimmt für

glasierte Steingutröhren: $n = 0{,}011$, daher $v = \dfrac{114\sqrt{R}}{0{,}253 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}$.

gemauerte Leitungen: $n = 0{,}0125$, $v = \dfrac{103\sqrt{R}}{0{,}287 + \sqrt{R}}$, $\sqrt{RJ}$.

In neuerer Zeit hat Bazin aufgrund von zahlreichen Messungen (729 an der Zahl) eine neue Geschwindigkeitsformel aufgestellt, die gegenüber der Kutter'schen den Vorteil grösserer Einfachheit hat und mit den Messungsresultaten gut übereinstimmt, nämlich:

$$v = c\sqrt{RJ} = \frac{87}{1 + \dfrac{\gamma}{\sqrt{R}}}\sqrt{RJ}$$

Hierbei werden die Leitungen zur Bestimmung des Rauheitskoeffizienten γ in sechs Klassen eingeteilt, und zwar:

		γ
1.	Gerinne aus gehobeltem Holz oder glattem Cement	0,06
2.	„ „ gewöhnlichen Brettern, Quadern oder gutgefügten Backsteinen	0,16
3.	Kanäle mit Bruchsteinwandungen	0,46
4.	„ in Erde, sehr regelmässig, oder mit abgepflasterten Böschungen	0,85
5.	„ „ „ unter gewöhnlichen Verhältnissen	1,30
6.	Desgl. mit besonders grossem Widerstand (steinige oder bewachsene Wandungen)	1,75

Zur Erleichterung der Anwendung der Formel sind die in nachstehender Tabelle wiedergegebenen Werte von c für die Werte von $R = 0{,}05$ m bis $R = 20{,}00$ m für die sechs Klassen von Gerinnen ausgerechnet worden (AdP. 1897, III. S. 20—CBl. 1898, S. 317—ÖZ. 1898, S. 459—Tkn. 1897, N:o 87, S, 179).

R in m	c						R in m	c					
	1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.		1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.
0,05	68,5	50,7	28,4	18,1	12,8	9,9	0,20	76,7	64,1	42,9	30,0	22,3	17,7
0,06	69,8	52,6	30,2	19,4	13,8	10,7	0,21	76,9	64,5	43,5	30,5	22,7	18,1
0,07	70,9	54,2	31,7	20,6	14,7	11,4	0,22	77,1	64,9	44,0	30,9	23,1	18,4
0,08	71,8	55,6	33,1	21,7	15,5	12,1	0,23	77,3	65,2	44,4	31,4	23,4	18,7
0,09	72,5	56,7	34,4	22,7	16,3	12,7	0,24	77,5	65,5	44,8	31,8	23,8	19,0
0,10	73,1	57,7	35,5	23,6	17,0	13,8	0,25	77,6	65,9	45,3	32,2	24,2	19,3
0,11	73,6	58,7	36,5	24,4	17,7	13,9	0,26	77,8	66,2	45,7	32,6	24,5	19,6
0,12	74,1	59,5	37,4	25,2	18,3	14,4	0,27	78,0	66,5	46,1	33,0	24,8	19,9
0,13	74,6	60,2	38,2	25,9	18,9	14,9	0,28	78,1	66,8	46,5	33,4	25,2	20,2
0,14	75,0	60,9	39,0	26,7	19,4	15,3	0,29	78,3	67,0	46,9	33,7	25,5	20,5
0,15	75,3	61,5	39,7	27,2	19,9	15,8	0,30	78,4	67,3	47,3	34,1	25,8	20,7
0,16	75,6	62,1	40,5	27,8	20,4	16,2	0,31	78,5	67,6	47,6	34,4	26,1	21,0
0,17	75,9	62,7	41,2	28,4	20,9	16,6	0,32	78,6	67,8	47,9	34,7	26,4	21,2
0,18	76,2	63,2	41,8	29,0	21,4	17,0	0,33	78,8	68,0	48,2	35,1	26,7	21,5
0,19	76,5	63,6	42,4	29,5	21,8	17,3	0,34	78,9	68,2	48,5	35,4	26,9	21,7

R in m	*c* 1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.	*R* in m	*c* 1. Kl.	2. Kl.	3. Kl.	4. Kl.	5. Kl.	6. Kl.
0,35	79,0	68,4	48,8	35,7	27,2	22,0	1,90	83,8	77,9	65,2	53,8	44,8	38,3
0,36	79,1	68,6	49,2	36,0	27,5	22,2	2,00	83,4	78,1	65,6	54,8	45,3	38,9
0,37	79,2	68,8	49,5	36,3	27,7	22,4	2,20	83,6	78,5	66,4	55,3	46,4	39,9
0,38	79,2	69,0	49,8	36,6	28,0	22,7	2,40	83,7	78,8	67,1	56,2	47,3	40,8
0,39	79,3	69,2	50,1	36,8	28,2	22,9	2,60	83,8	79,1	67,7	57,0	48,1	41,7
0,40	79,4	69,4	50,4	37,1	28,5	23,1	2,80	83,9	79,4	68,2	57,7	48,9	42,5
0,41	79,5	69,6	50,6	37,4	28,7	23,3	3,00	84,0	79,6	68,7	58,3	49,7	43,3
0,42	79,6	69,7	50,9	37,6	28,9	23,5	3,20	84,1	79,8	69,2	58,9	50,4	44,0
0,48	79,7	69,9	51,1	37,9	29,2	23,7	3,40	84,2	80,0	69,6	59,5	51,0	44,6
0,44	79,7	70,1	51,4	38,1	29,4	23,9	3,60	84,3	80,2	70,0	60,1	51,6	45,2
0,45	79,8	70,2	51,6	38,4	29,6	24,1	3,80	84,4	80,4	70,4	60,6	52,2	45,8
0,46	79,9	70,4	51,8	38,6	29,8	24,3	4,00	84,5	80,5	70,7	61,0	52,7	46,4
0,47	80,0	70,5	52,0	38,8	30,0	24,5	4,50	84,6	80,9	71,5	62,1	53,9	47,6
0,48	80,0	70,6	52,3	39,1	30,2	24,7	5,00	84,7	81,2	72,1	63,0	55,0	48,8
0,49	80,1	70,8	52,5	39,3	30,4	24,8	5,50	84,8	81,4	72,7	63,8	56,0	49,8
0,50	80,2	70,9	52,7	39,5	30,6	25,0	6,00	84,9	81,6	73,2	64,6	56,8	50,7
0,55	80,4	71,5	53,7	40,5	31,6	25,9	6,50	85,0	81,8	73,7	65,2	57,6	51,6
0,60	80,7	72,1	54,6	41,4	32,5	26,7	7,00	85,0	82,0	74,1	65,8	58,3	52,3
0,65	80,9	72,6	55,4	42,3	33,3	27,4	7,50	85,1	82,2	74,5	66,4	58,9	53,0
0,70	81,1	73,0	56,1	43,1	34,1	28,1	8,00	85,2	82,3	74,8	66,9	59,5	53,7
0,75	81,3	73,4	56,8	43,9	34,8	28,8	8,50	85,2	82,4	75,1	67,4	60,1	54,3
0,80	81,5	73,8	57,4	44,6	35,5	29,4	9,00	85,3	82,6	75,4	67,8	60,7	54,9
0,85	81,7	74,1	58,0	45,2	36,1	30,0	9,50	85,3	82,7	75,7	68,2	61,2	55,6
0,90	81,8	74,4	58,6	45,9	36,7	30,6	10,00	85,3	82,8	75,9	68,5	61,6	56,0
0,95	81,9	74,7	59,1	46,5	37,3	31,1	11,00	85,4	83,0	76,4	69,2	62,5	57,0
1,00	82,0	75,0	59,6	47,0	37,8	31,6	12,00	85,5	83,1	76,8	69,9	63,3	57,8
1,10	82,2	75,4	60,5	48,0	38,8	32,6	13,00	85,5	83,3	77,1	70,4	63,9	58,6
1,20	82,4	75,9	61,3	48,9	39,7	33,5	14,00	85,6	83,4	77,4	70,9	64,5	59,3
1,30	82,6	76,3	62,0	49,8	40,6	34,3	15,00	65,6	83,5	77,7	71,3	65,1	59,9
1,40	82,8	76,9	62,6	50,6	41,4	35,1	16,00	85,7	83,6	78,0	71,7	65,6	60,5
1,50	82,9	76,9	63,2	51,3	42,2	35,8	17,00	85,7	83,7	78,3	72,1	66,1	61,1
1,60	83,0	77,2	63,8	52,0	42,9	36,5	18,00	85,7	83,8	78,5	72,5	66,6	61,6
1,70	83,1	77,5	64,3	52,6	43,6	37,1	19,00	85,8	83,9	78,7	72,8	67,0	62,1
1,80	83,2	77,7	64,8	53,2	44,2	37,7	20,00	85,8	84,0	78,8	73,0	67,3	62,5

Schliesslich wäre noch die in neuester Zeit aufgestellte, mit zalhreichen Versuchen gut übereinstimmende Geschwindigkeitsformel von R. Sidek zu erwähnen, nämlich bei Profilen, deren Wasserspiegelbreite B grösser ist als die 15 fache mittlere Tiefe $T = \frac{F}{B}$:

$$v = v' + \frac{T - T_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta (J + J_n)} + v' \frac{T_n - T}{\gamma},$$

und wenn die Wasserspiegelbreite kleiner ist als die 15 fache Tiefe:

$$v = v' + \frac{T - T_n}{\alpha} + \frac{J - J_n}{\beta (J + J_n)} + v' \frac{T_n - T}{\gamma} + \frac{T_n - T}{\sqrt{B}}$$

$$\text{worin } v' = \frac{T\sqrt{J}}{\sqrt[20]{B}\sqrt{0{,}001}},$$

$$T_n = \sqrt{0{,}0175\, B - 0{,}0125},$$

$$J_n = 0{,}0010222 - 0{,}00000222\, B,$$

während die Koeffizienten α, β und γ aus der folgenden Tabelle zu entnehmen sind (ÖZ. 1901, 1903):

Werte von α, β, und γ.

Bei einer Tiefe T wenn $T > T_n$ oder T_n, wenn $T_n > T$ ist	α	Bei einem Gefälle J von	β		Bei der Differenz $T_n - T$	γ	
			$J > J_n$	$J < J_n$		$J > J_n$ | $J < J_n > 0{,}001$	$J < J_n < 0{,}001$
Von 0,0 bis 0,3 m	1	0,006 bis 0,005	6 - 5	.			
„ 0,3 „ 0,5 „	1,5	0,005 „ 0,004	5 - 4	.			
„ 0,5 „ 1,0 „	2	0,004 „ 0,003	4—3	5			
„ 1,0 „ 1,5 „	3	0,003 „ 0,002	3—2	5	+ 1,0 bis + 0,7 m	2	1
„ 1,5 „ 2,0 „	4	0,002 „ 0,001	2—1	5	+ 0,7 „ + 0,5 „	2	0,75
„ 2,0 „ 2,5 „	6	0,001 „ 0,0009	1	5	+ 0,5 „ + 0,0 „	1	0,5
„ 2,5 „ 3,0 „	10	0,0009 „ 0,0008	1,5	5	— 0,0 „ — 1,0 „	10	10
„ 3,0 „ 3,5 „	15	0,0008 „ 0,0007	2,0	5	— 1,0 „ — 2,0 „	15	15
„ 3,5 „ 4,0 „	20	0,0007 „ 0,0006	2,5	5	über — 2,0 „	20	20
„ 4,0 „ 4,5 „	30	0,0006 „ 0,0005	3,5	10			
„ 4,5 „ 5,0 „	40	0,0005 „ 0,0004	4,5	∞			
„ 5,0 „ 5,5 „	60	0,0004 „ 0,0003	6	∞			
„ 5,5 „ 6,0 „	80	0,0003 „ 0,0002	8	∞			
„ 6,0 „ 6,5 „	100	0,0002 „ 0,0001	10	∞			
über 6,5 „	∞	unter 0,0001	∞	∞			

c. Berechnung der Abflussmengen bei ungleichförmiger Bewegung des Wassers.

Ist das Gerinne unregelmässig, indem die Querprofile oder das Sohlengefälle oder beide zugleich veränderlich sind, so ist die Bewegung des Wassers ungleichförmig, und muss dabei zum Durchströmen der gleichen sekundlichen Wassermenge an allen Stellen bei kleinerem Querprofil die Geschwindigkeit grösser sein als bei grösserem. Sind daher in diesem Falle F_1 und F_2 die Querprofile zweier in der gegenseitigen Entfernung l gelegenen Punkte A und B des Längenprofils, $F = \frac{F_1 + F_2}{2}$ das mittlere Querprofil, $p = \frac{p_1 + p_2}{2}$ ihr mittlerer benetzter Umfang und $v = \frac{v_1 + v_2}{2}$ ihre mittlere Geschwindigkeit, α der Neigungswinkel der Wasserfläche gegen die Wagrechte und G das Gewicht eines Wasserprismas von der Qurschnittsfläche F und der Länge a, so ist die bewegende Kraft dieses Prismas in der Stromrichtung:

$$T = G \sin \alpha = \gamma F a \sin \alpha,$$

wenn γ das Gewicht der Raumeinheit (1 cbm) Wasser bedeutet. Ferner ist entsprechend der früheren Darlegung (S. 53) der Bewegungswiderstand des Prismas a:

$$W = kpav^2,$$

oder nachdem entsprechend der früheren Annahme $\sqrt{\frac{\gamma}{k}} = c$, oder $k = \frac{\gamma}{c^2}$, worin

der Koeffizient c die frühere Bedeutung hat, so ist

$$W = \gamma p a \frac{v^2}{c^2}.$$

Demnach ist die auf die Weglänge l verrichtete Arbeit:

$$(T - W)\, l = \gamma a \left(F \sin \alpha - \frac{p v^2}{c^2}\right) l$$

und die dabei entwickelte lebendige Kraft:

$$\frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2) = \frac{\gamma F a}{2g}(v_1^2 - v_2^2), \text{ oder da}$$

$$(T - W)\, l = \frac{G}{2g}(v_1^2 - v_2^2), \text{ so ist}$$

$$l \sin \alpha = h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, l, \qquad \text{1)}$$

worin somit h den Höhenunterschied der Punkte A und B bedeutet. Man hat daher auch:

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{(p_1 + p_2)\,(v_1 + v_2)^2}{4\,(F_1 + F_2)\,c^2}\, l, \text{ oder nachdem}$$

$$v_1 = \frac{Q}{F_1},\ v_2 = \frac{Q}{F_2},\ v_1 + v_2 = \frac{Q\,(F_1 + F_2)}{F_1 F_2} \text{ und } v_1^2 - v_2^2 = Q^2\left(\frac{F_2^2 - F_1^2}{F_1^2 F_2^2}\right),$$

$$h = Q^2 \frac{F_1 + F_2}{2 F_1^2 F_2^2}\left(\frac{F_2 - F_1}{g} + \frac{p_1 + p_2}{2 c^2}\, l\right) \qquad \text{2)}$$

$$Q = \frac{F_1 F_2 \sqrt{2 g h}}{\sqrt{F_2^2 - F_1^2 + \frac{g l}{2 c^2}(p_1 + p_2)\,(F_1 + F_2)}} \qquad \text{3)}$$

Da für zwei unendlich nahe an einander gelegene Querprofile h in dh und l in dl übergeht, und $v_1^2 - v_2^2 = dv^2 = 2\,v dv$ wird, so geht die obige Gleichung 1) in die folgende Grundgleichung der ungleichförmigen Bewegung über:

$$dh = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, dl = \frac{v dv}{g} + \frac{p v^2}{F c^2}\, dl, \text{ oder}$$

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{p v^2}{F c^2}\, dl = Q^2\left(\frac{F_2^2 - F_1^2}{2 g F_1^2 F_2^2} + \int_{l_2}^{l_1} \frac{p\, dl}{F^3 c^2}\right) \qquad \text{4)}$$

$$Q = \sqrt{\frac{h}{\frac{F_2^2 - F_1^2}{2 g F_1^2 F_2^2} + \int \frac{p\, dl}{F^3 c^2}}} \qquad \text{5)}$$

Es kann daher durch die Gleichungen 3) und 5) bei gegebenem Höhenunterschied h die Wassermenge Q, und durch die Gleichungen 2) und 4) bei gegebener Wassermenge der Höhenunterschied der Profile F_1 und F_2 berechnet werden.

Hierbei kann der Ausdruck $\int_{l_2}^{l_1} \frac{p\, dl}{F^3 c^2}$ als eine Fläche dargestellt werden, wenn

zwischen F_1 und F_2 noch andere Profile F_3, F_4 ... ermittelt, und an den Stellen dieser Profile die Werte $\frac{p_1}{F_1^3 c_1^2}$, $\frac{p_3}{F_3^3 c_3^2}$, $\frac{p_4}{F_4^3 c_4^3}$, ... $\frac{p_2}{F_2^3 c_2^2}$ als Ordinaten aufgetragen werden.

Hierher gehört auch die bequemere und zuverlässigere Berechnung der Abflussmengen mit Hilfe von Wehren. Wird nämlich das abfliessende Wasser mittels eines Wehres aufgestaut und über dasselbe geleitet, so kann nach Erreichung des Beharrungszustandes aus der Höhe des Wehres und dem Durchflussprofil des Wassers, wie später bei den „Stauwerken" gezeigt werden soll, die Wassermenge berechnet werden.

Eine besondere Art von ungleichförmiger Bewegung findet beim Eintritt des Wassers in Kanäle an der s. g. Kanalspitze statt, wobei dasselbe durch den Übergang aus einem Speisebehälter mit kleinerer Geschwindigkeit v_1 (gewöhnlich eine mittels Wehr aufgestaute Flusstrecke) in den Kanal plötzlich eine grössere Geschwindigkeit v annimmt, infolge dessen eine plötzliche Senkung des Wasserspiegels, bezw. ein Gefällsverlust emtritt, der bei der Annahme des Querprofils des Kanals behufs Berechnung der abfliessenden Wassermenge berücksichtigt werden muss. Während das Wasser im Kanale unterhalb der Kanalspitze bald eine gleichförmige Bewegung annimmt, bildet jener Übergang eine Stelle mit ungleichförmiger Bewegung, die wegen der plötzlichen Geschwindigkeitsveränderung nicht nach den obigen Regeln behandelt werden kann.

Nach Dubuat ist diese Senkung des Wasserpiegels gleich dem Unterschied der s. g. Geschwindigkeitshöhen, nämlich:

$$h = \frac{1}{m^2}\frac{v^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}\text{ [1]},$$

worin m einen Erfahrungs-(Kontraktions-)Koeffizienten bezeichnet. Ist die Geschwindigkeit v_1 im Speisebehälter wie gewöhnlich so klein, dass sie vernachlässigt werden kann, so ist:

$$h = \frac{1}{m^2}\frac{v^2}{2g}.$$

Der Koeffizient m ist nach Dubuat von der Kanalbreite und der Geschwindigkeit abhängig, und wurde bei grösserer Breite und kleiner Geschwindigkeit infolge der geringen Kontraktion $m = 0{,}95$, bei kleiner Breite aber $m = 0{,}91$ bis

[1] Siehe Rühlmann, Hydromechanik — Wex, Hydrodynamik.

0,73 gefunden. Eytelwein nimmt für breite Kanäle $m = 0,95$ und für schmale $m = 0,86$. Nerman benutzt einen Mittelwert $m = 0,85$ und erhält:

$$h = \frac{1}{0,85^2} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,07\ v^2$$

Bezeichnet daher T die Höhe der Wasserfläche des Behälters über der Einlassschwelle, so ist die Wassertiefe im Kanal:

$$t = T - h$$

und wenn b die mittlere Breite des Querprofils des Kanals, so ist die abfliessende Wassermenge:

$$Q = btv.$$

Nun kann die obige Formel für h zwar für die meisten Fälle der Praxis umsomehr genügen, als der fragliche Gefällsverlust unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht grösser ist als etwa 15 bis 20 cm. Allein bei ihrer allgemeinen Anwendung kann diese Formel nach Willebrand [1]) nicht nur zu Ungenauigkeiten, sondern auch zu Widersprüchen führen. Nimmt man beispielsweise einen Kanal mit rechteckigem Querprofil von der Breite $b = 1$ m an, dessen Schwelle 0,6 m unter der Wasserfläche des Behälters liegt, sodass $T = 0,6$ m und $t = 0,6 - h$, so ergibt sich für

$v = 1,0$ m/Sek.	$h = 0,07$ m	$Q = 0,53$ kbm/Sek.
$v = 1,5$ „	$h = 0,16$ „	$Q = 0,66$ „
$v = 2,0$ „	$h = 0,28$ „	$Q = 0,64$ „
$v = 2,93$ „	$h = 0,60$ „	$Q = 0$ „

Für $v = 3$ m wird der Gefällsverlust $h = 0,63$ m, somit um 3 cm grösser als die Wassertiefe an der Schwelle.

Zur Vermeidung dieses Widerspruchs unterscheidet genannter Verfasser drei Intervalle, für die je nach der Geschwindigkeit im Kanale besondere Formeln aufgestellt werden, und zwar 1) für Geschwindigkeiten bis zu derjenigen Grenze die der grössten in einem Kanale zum Abfluss kommenden Wassermenge max Q entspricht, 2) für Geschwindigkeiten zwischen dieser Grenze und derjenigen, deren Wassermenge dem freien Überfall über der Einlaufschwelle, als die grösste mögliche Wassermenge, entspricht und 3) für noch grössere Geschwindigkeiten. Diese Grenzen ergeben sich durch folgende Betrachtung. Setzt man in obiger Gleichung $\frac{1}{m^2} = k$, so ist

$$h = k \frac{v^2}{2g} \text{ und}$$

[1]) K. R. von Willebrand, Om fallförlusten vid vattnets inträde i kanaler, Helsingfors 1897 — TFF. 1897, S. 115.

$$Q = b\left(T - k\frac{v^2}{2g}\right)v,$$

$$\frac{dQ}{dv} = b\left(T - 3k\frac{v^2}{2g}\right) = 0, \text{ daher}$$

$$T = 3k\frac{v^2}{2g}, \quad v = \sqrt{\frac{2g}{k}\cdot\frac{T}{3}},$$

$$h = \frac{T}{3}, \text{ somit}$$

$$t = T - h = \tfrac{2}{3}T \text{ und}$$

$$\max Q = b\,.\,\tfrac{2}{3}T\,.\,v = \tfrac{2}{3}bT\sqrt{\frac{2g}{k}\cdot\frac{T}{3}}$$

Die der zweiten Grenze, bezw. dem freien Überfall entsprechende Wassermenge beträgt nach der später besprochenen Theorie des Staues

$$Q = \tfrac{2}{3}\mu bT\sqrt{2gT}.$$

Demnach erhält Willebrand nach Einsetzung von entsprechenden Erfahrungswerten für die verschiedenen Koeffizienten folgende empirische Formeln, die mit seinen Versuchsresultaten gut übereinstimmend befunden worden sind:

$$1.\ \begin{cases} v \leqq 2{,}21\sqrt{T} \\ h = \dfrac{1}{0{,}845^2}\dfrac{v^2}{2g} = 0{,}071\,v^2 \\ Q = b\,(T - h)\,v \end{cases}$$

$$2.\ \begin{cases} 2{,}21\sqrt{T} < v < 3{,}14\sqrt{T} \\ 0{,}33\,T < h < 0{,}57\,T \\ Q = \text{konst.} = 0{,}35\,bT\sqrt{2gT} \end{cases}$$

$$3.\ \begin{cases} v \geqq 3{,}14\sqrt{T} \\ h = T - \dfrac{Q}{bv} \\ Q = \text{konst.} = 0{,}35\,bT\sqrt{2gT} \end{cases}$$

d. Ermittlung der Abflussmengen durch unmittelbare Messung der Geschwindigkeit.

Allgemeines.

Ist *ACB* (Textfig. 14) das Querprofil eines Gerinnes, so ist die Geschwindigkeit nicht in allen Punkten des Querprofils die gleiche, sondern dort wo das Wasser mit dem Bette in Berührung kommt, infolge des Reibungswiderstandes, am kleinsten und dann mit zunehmender Entfernung von den Wänden grösser.

Desgleichen erbietet auch an der Oberfläche die Luft einen, wenn auch bedeutend geringeren Widerstand. Denkt man sich die Punkte gleicher Geschwindigkeit mit einander verbunden, so erhält man die Linien gleicher Geschwindigkeit (Isotachen) $v_1, v_2, v_3, v_4 \ldots$

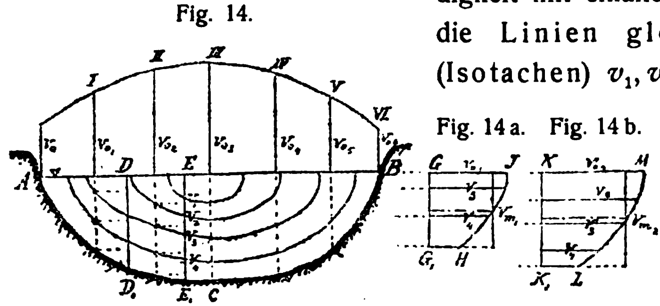


Fig. 14. Fig. 14a. Fig. 14b.

Demnach sollte zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v des Profils, dieses in so kleine quadratische Elemente F_1, F_2, $F_3 \ldots$ zerlegt werden, dass innerhalb derselben die Geschwindigkeiten u_1, u_2, $u_3 \ldots$ als konstant angesehen werden könnten, und hätte man dann:

$$v = \frac{F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \ldots}{F}$$

$$Q = Fv = F_1 u_1 + F_2 u_2 + F_3 u_3 + \ldots$$

Statt dessen pflegt man aber gewöhnlich die Profilfläche wie in Fig. 14 in vertikale Streifen $ADD_1 = F_1$, $DD_1 E_1 E = F_2 \ldots$ zu zerlegen, und für deren Mittelvertikalen I, II, III . . die Geschwindigkeiten in verschiedenen Tiefen zu ermitteln, welche dann entsprechend Fig. 14 a, Fig. 14 b . . . horizontal aufgetragen die Vertikal-Geschwindigkeitskurven (Vertikalkurven) JH, ML . . . ergeben. Aus diesen werden dann die mittleren Geschwindigkeiten jener Vertikalen v_{m1}, v_{m2}, $v_{m3} \ldots$ in der Art bestimmt, dass, wenn die bezügl. Tiefen $t_1 = GG_1$, $t_2 = KK_1 \ldots$

$$v_{m1} \cdot t_1 = GG_1 HJ, \quad v_{m2} \cdot t_2 = KK_1 LM \ldots$$

$$v_{m1} = \frac{GG_1 HJ}{t_1}, \quad v_{m2} = \frac{KK_1 LM}{t_2} \ldots \text{ und}$$

$$v = \frac{F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \ldots}{F},$$

$$Q = F_1 v_{m1} + F_2 v_{m2} + F_3 v_{m3} + \ldots$$

Wird bei einer Vertikalen die Gesamttiefe mit t, und mit t_m diejenige Tiefe bezeichnet, wo die wirkliche Geschwindigkeit mit der mittleren Vertikalgeschwindigkeit v_m übereinstimmt, so ist:

nach Hagen: $t_m = 0{,}555\, t$ und

nach Humphreys-Abbot: $t_m = 0{,}5773\, t$.

Wird demnach in dieser Tiefe ein Geschwindigkeits-Messapparat angesetzt, so ergibt eine einzige Messung die mittlere Geschwindigkeit des fraglichen Querprofilstreifens.

Werden ferner entsprechend Textfig. 14 an den Vertikalen I II III . . vom Wasserspiegel aus die an jenen Stellen an der Wasserfläche vorhandenen Geschwindigkeiten v_{o1}, v_{o3}, v_{o3} . . aufgetragen und die Endpunkte durch eine kontinuierliche Kurve mit einander verbunden, so ist dies die Kurve der Oberflächengeschwindigkeiten, deren höchster Punkt der Lage des s. g. Stromstrichs (Talweges) entspricht, und der sich gewöhnlich über der tiefsten Stelle befindet.

Harlacher fand folgende Beziehung zwischen der Oberflächengeschwindigkeit und der mittleren Geschwindigkeit einer Vertikalen:

$$v_m = 0{,}83\ v_o \text{ bis } 0{,}87\ v_o, \text{ im Mittel } 0{,}85\ v_o\ ^{*)}$$

Ferner wurden folgende Beziehungen zwischen der grössten Oberflächengeschwindigkeit max v_o und der mittleren Geschwindigkeit des Querprofils aufgestellt, nämlich von:

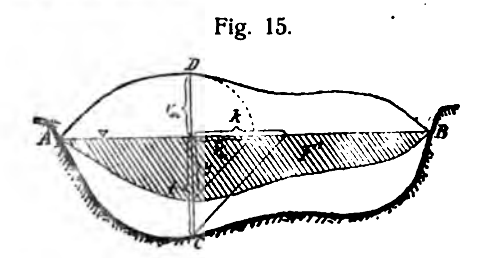
$$\text{Bazin: } v = \max v_o - 14\sqrt{RJ}.$$

Wagner**) setzt: $v = 0{,}67 \max v_o + 0{,}027 \max v_o^2$. Zur Bestimmung der Geschwindigkeit v_t an der Sohle aus der mittleren Profilgeschwindigkeit kann nach Nerman folgende Formel angewendet werden:

$$v_t = v - 6\sqrt{RJ}.$$

Bei gegebenen mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen v_m kann zur Bestimmung der Wassermenge auch das nachfolgende graphische Verfahren von Harlacher zur Anwendung kommen (ÖW. 1878).

Fig. 15.



Wenn ACB (Textfig. 15) das Querprofil und ADB die Kurve der mittleren Geschwindigkeiten der Vertikalen darstellt, so ist für einen Vertikalstreifen von der Tiefe t und Breite dx die Wassermenge:

$$dQ = v_m \,.\, t \,.\, dx = \frac{k v_m t dx}{k},$$

worin k eine beliebige Konstante bedeutet. Setzt man

$$\frac{v_m \,.\, t}{k} = y, \text{ so ist } dQ = k y dx \text{ und}$$

$$Q = k \int y dx = kF'.$$

y bestimmt sich aus $\frac{k}{t} = \frac{v_m}{y}$ mittelst zweier ähnlichen Dreiecke, wie aus der Figur zu ersehen, und ergibt dann das Produkt der schraffierten Fläche F' mit k die Wassermenge. Letztere ist somit hier durch einen Zylinder von der Basis F' und der Höhe k dargestellt, und wird für $k = 1$, $Q = F'$.

*) Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau etc., Leipzig 1881.

**) Wagner, Hydrologische Untersuchungen, Braunschweig 1881.

Apparate zur Messung der Geschwindigkeit.

Man kann diese Apparate in zwei Gruppen einteilen, nämlich in solche, welche schwimmend der Strömung mitfolgen (Schwimmer) und solche, welche bei ruhiger Stellung die Geschwindigkeit angeben.

Schwimmer.

Es gibt zweierlei Arten von Schwimmern, nämlich solche welche an der Wasserfläche schwimmen, und daher nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit dienen (Oberflächenschwimmer), und solche die man so tief hinabsinken lässt, dass hierdurch mehr oder weniger genau die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen erhalten wird.

Die Geschwindigkeit ergibt sich bei sämtlichen Schwimmern als Quotient aus der Länge einer zurückgelegten Wegstrecke, durch die hierzu verwendete Zeit in Sekunden.

Als Oberflächenschwimmer können allerlei schwimmende Gegenstände, wie Schwimmkugeln, Flaschen oder hölzerne Schwimmklötze, sowie das s. g. einfache Log verwendet werden.

Schwimmkugeln sind wasserdichte Blechkugeln von 0,1 bis 0,3 m Durchmesser, welche durch Einfüllen von Ballast (Sand, Schrot) soviel beschwert werden, dass sie zur möglichsten Vermeidung des Luftwiderstandes zum grössten Teil unter die Oberfläche sinken, und nur soviel emporragen, dass sie bei greller Färbung gut sichtbar sind. Zu diesem Zwecke pflegt man dieselben auch mit einer Marke oder einem Fähnchen zu versehen. In gleicher Weise können auch Flaschen verwendet werden.

Schwimmklötze bestehen aus runden Holzabschnitten von etwa 0,3 m Durchmesser und 0,1 m Höhe, welche durch eventuelles Anhängen von Steinen bis zur gewünschten Tiefe gesenkt werden können. Solche Klötze haben den Vorteil der Billigkeit und Bequemlichkeit, indem sie nicht wie die Kugeln wieder aufgefangen zu werden brauchen.

Das einfache Log besteht aus einem dreieckigen Brettchen von 25 bis 30 cm Seitenlänge, welches durch drei von den Ecken ausgehende, und zu einem Knoten zusammenlaufende Schnüre an einer Leine angehängt ist, und so von einem festen Punkte aus (Boot, Brücke) der Strömung überlassen wird, um nach Verlauf einer entsprechenden Zeit wieder zurückgezogen zu werden. Die abgelaufene Leinenlänge gibt dann die Weglänge an. Infolge des Widerstandes der Leine wird aber hierdurch ein weniger zuverlässiges Resultat erhalten, als bei freien Schwimmern.

Als Tiefenschwimmer werden s. g. Doppelschwimmer und Schwimmstäbe benutzt. Zu Doppelschwimmern können Schwimmkugeln oder Schwimmklötze gleicher Art wie die vorgenannten verwendet werden, indem zwei derselben mittels einer Schnur von entsprechender Länge mit einander verbunden werden, und der eine durch Belastung in die Tiefe versenkt, der andere dagegen gleich dem Oberflächenschwimmer unter der Wasserfläche schwimmen gelassen wird.

Schwimmstäbe bestehen in der einfachsten Form aus hölzernen Stangen oder aus einer Reihe von mit einander verbundenen Holzklötzen, welche am unteren Ende durch Anhängen von Steinen belastet und so zur entsprechenden Tiefe versenkt werden. Statt dessen kann auch eine unten geschlossene eiserne Röhre verwendet werden, welche durch Einlegen von Ballast entsprechend belastet wird (Stab von Cabeo).

Schwimmer kommen sowohl dort zur Anwendung wo keine genaueren Apparate zur Verfügung stehen, als auch dort, wo sich letztere nicht anwenden lassen, wie dies bei Geschwindigkeiten über etwa 3 m der Fall ist. Auch werden Schwimmer zur Ergänzung und zur Kontrolle von Messungen mit anderen Apparaten benutzt. Der von den Schwimmern zurückgelegte Weg soll bei kleineren Flüssen mindenstens 25 m und bei grösseren wo möglich 100 m betragen. Die Messungen sollen nur bei Windstille vorgenommen werden.

Apparate mit ruhiger Stellung.

Bei diesen Vorrichtungen kommt die Geschwindigkeit als Funktion des von der Strömung ausgeübten hydraulischen Druckes zum Ausdruck. Von den verschiedenen dazu angewendeten Apparaten sollen hier nur die zweckmässigsten, nämlich die hydrometrische Röhre und der hydrometrische Flügel, besprochen werden.

Die hydrometrische Röhre.

Die ursprüngliche Anordnung dieses von Pitot erfundenen Apparates (daher auch Pitot'sche Röhre genannt), bestand aus einer gebogenen Glasröhre (Textfig. 16), deren horizontaler Schenkel gegen die Strömung gekehrt wird, infolge dessen durch den Stoss der letzteren das Wasser im vertikalen Schenkel bis zu einer mit der Geschwindigkeit v zunehmenden Höhe h emporsteigt. Es ist dann:

Fig. 16.

h v

Pitot'sche Röhre.

$$h = k \frac{v^2}{2g}$$

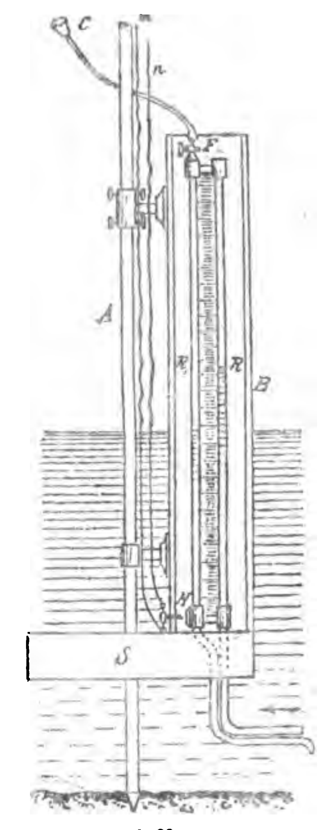
$$v = k_1 \sqrt{h},$$

worin k einen Erfahrungskoeffizienten bedeutet, welcher durch vorherige Versuche (s. g. Tarierung) ermittelt wird. Dies geschieht in der Art, dass der Apparat mit einer bestimmten Geschwindigkeit v' durch ruhiges Wasser gezogen wird. Ist dann h' die dabei beobachtete Höhe der Wassersäule im vertikalen Schenkel, so ist $k_1 = \frac{v'}{\sqrt{h'}}$.

Zur Minderung der Schwankungen des Wasserstandes im vertikalen Rohrschenkel, wodurch das Ablesen von h erschwert wird, wurde später der Apparat dadurch verbessert, dass man den wagrechten Schenkel zu einer Düse mit kleiner Öffnung verengt hat. Ferner wurde behufs Erleichterung des Ablesens im vertikalen Schenkel ein Schwimmer mit einer bis zu entsprechender Höhe reichenden Stange mit Masstab versehen.

Eine wesentliche Verbesserung erhielt der Apparat durch Darcy, indem er demselben die in Textfig. 17 schematisch dargestellte Anordnung gab. Derselbe besteht hier aus zwei Röhren R und R_1, von denen erstere wie im vorigen Falle horizontal abgebogen und gegen die Strömung gekehrt ist, während letztere in eine vertikal abgebogene Düse ausmündet und zur Feststellung des äusseren Wasserstandes dient, wenn nach vollbrachter Messung und Abschliessung der Röhren durch die Hähne bei H der Apparat aus dem Wasser gehoben wird. Letzteres kann aber auch unterbleiben, und werden statt dessen die beiden Wassersäulen, ohne dass hierdurch der gegenseitige Höhenunterschied verändert wird, durch das mit einem Mundstück versehene Saugrohr FC so hoch angesaugt, als zur bequemen Beobachtung erforderlich ist. Das Saugrohr wird nach geschehenem Ansaugen durch den Hahn F geschlossen. Die Bewegung der unteren Hähne H geschieht durch die Schnüre m und n.

Fig. 17.



1: 20.
Hydrometrische Röhre von Darcy.

Die Röhren sind an einer geteilten Tafel B befestigt, welche längs einer auf die Sohle zu stellenden Stange A gleitet, und an dieser mittels Stellschrauben in beliebiger Höhe befestigt werden kann. Zum Einstellen des Apparates in die Richtung der Strömung ist derselbe mit einem Steuerruder S versehen. Dieser Apparat gibt ziemlich zuverlässige Resultate, und lässt sich namentlich zur Messung der Geschwindigkeiten an der Sohle mit Vorteil anwenden; für grössere Tiefen und stärkere Strömung ist derselbe jedoch nicht geeignet.

Im Vergleich zu anderen Apparaten hat dieser den Nachtheil der Schwerfälligkeit und Unbequemlichkeit.

Taf. 2, Fig. 7—7a. Geschwindigkeitsmesser von Ritter (französ. Ingenieur en Chef). Dieser neuere Apparat ist der Hauptsache nach mit dem vorigen übereinstimmend, indem sich auch hier im unteren Teil die zwei Röhren des vorigen Apparates wieder vorfinden.

Dieselben bestehen aber hier im wagrechten Teil aus je einem Haarröhrchen *a* (Fig. 7 a) von rd. 1,2 m Länge, welche um weniger Raum einzunehmen, spiralförmig aufgerollt sind. Diese Röhren münden in je eine Aufsatzröhre *bb* von 0,3 m Höhe, die sodann durch zwei Kautschukröhren *cc* von 4 mm Durchmesser mit einem in beliebiger Höhe angebrachten, durch die Hähne *H*, *J* und *K* reglulierbaren Manometer *M* in Verbindung stehen.

Das Funktionieren dieses Apparates beruht nun darauf, dass sich hier nur die Spiralröhren *a* mit Wasser füllen, während sich in den Übertragungsröhren *b* und *c* immer nur Luft befindet, auf die das Wasser der Spiralröhren als Kolben wirkt, wodurch die Stosskraft der Strömung gegen die horizontale Düse und der hydrostatische Druck der vertikalen Düse zum Manometer übertragen wird. Letzteres besteht aus einer U-förmigen Glasröhre die unten mit Quecksilber oder Weingeist gefüllt ist, und deren Schenkel mit den Übertragungsröhren *c* in Verbindung stehen. Zwischen den beiden Schenkeln befindet sich eine verschiebbare Skala, die eine doppelte Einteilung hat, in mm und in Geschwindigkeiten, so dass man die letzteren direkt ablesen kann.

Der Apparat ist mit einem Steuer *S* versehen und wird an einer mit Ballast *B* beschwerten Leine hängend etwa von Brücken aus gehandhabt, wobei sich das Manometer am Geländer befindet.

Dieser Apparat wird nur zur Ermittlung der Oberflächengeschwindigkeit benutzt und dabei in eine Tiefe von 0,1 bis 0,15 m unter den Wasserspiegel eingetaucht. Zur Berechnung der mittleren Geschwindigkeit in einer Vertikalen nimmt Ritter folgendes Verhältnis zwischen dieser Geschwindigkeit und der Oberflächengeschwindigkeit an:

$$\frac{v_m}{v_o} = 0{,}85.$$

Die hierbei erhaltenen Abflussmengen sollen höchstens um 10 % von den durch andere genauere Messungsarten erhaltenen Werten abweichen (AdP. 1886 II, Dec.—DB. 1887, S. 249).

Taf. 2, Fig. 8—8 a. Hydrometrische Röhre von Franck. Dieser Apparat bezweckt die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen durch eine einzige Beobachtung zu ermitteln. Derselbe besteht aus einer im unteren Teil der ganzen Länge nach dicht gelochten eisernen Röhre R_1, auf welcher sich ein kurzes Rohrstück R_2 verschieben lässt, das am unteren Ende gegen R_1 durch eine Stopfbüchse gedichtet und beim Einstellen des Instruments mittels einer Schubstange *S* und deren Klemmen so gestellt wird, dass die Stopfbüchse 8 bis 10 cm unter den Wasserspiegel zu stehen kommt.

Wird nun die gelochte Seite der Röhre durch das gegenüber angebrachte Steuerruder *F* in die Stromrichtung gebracht, so steigt das Wasser im Inneren von R_1 entsprechend dem mittleren hydraulischen Drucke, von wo es in den Zwischenraum zwischen R_1 und R_2 und in ein mit diesem Raum kommunizierendes Röhrchen R_3 gelangt. Diesem gegenüber befindet sich ein an seinem unteren Ende geschlitztes Rohr R_4 in welchem sich das Wasser auf die Höhe des äusseren Wasserspiegels stellt. Durch die Schläuche E_1 und E_2 stehen diese Rohre mit einem Manometerrohr *M*, und dieses wieder mit einem durch den Hahn *H* verschliessbaren Saugrohr *L* in Verbindung, durch welches die beiden Wassersäulen von R_3 und R_4 in das Manometer hochgezogen werden, wo ihre Höhendifferenz leicht abgelesen werden kann.

Das Manometer besteht aus zwei in einander gesteckten Glasröhren, von denen die innere durch den Schlauch E_1 mit R_3, und die äussere mit der Röhre R_4 in Verbindung steht. In der inneren Röhre steckt ferner ein enges Glasröhrchen, welches oben und unten geschlossen, einen Schwimmer bildet und die Skala trägt. Dieser Schwimmer ist so belastet, das der oben liegende Nullpunkt der Skala ge-

nau mit dem Wasserspiegel zusammenfällt. Beim Emporziehen der beiden Wassersäulen durch Ansaugen folgt der Schwimmer mit dem inneren höheren Wasserspiegel, während der äussere (tiefere) Wasserspiegel an der Skala die Differenz derselben anzeigt. Es erwächst also durch Anwendung dieses Manometers mit schwimmender Skala der Vorteil, dass hierbei nur der eine, der äussere Wasserspiegel beobachtet zu werden braucht (ÖZ. 1895 N:o 42, S. 503—DB. 1888, S. 609).

Nachdem aber die Beiträge der Stösse des Wassers gegen die einzelnen Löcher zur Bildung der Höhendifferenz der Wassersäulen h nach dem gleichen Gesetze wie bei der einfachen Pitot'schen Röhre, entsprechend den hydraulischen Drücken gegen die Löcher, den Quadraten der bezüglichen Geschwindigkeiten $v_1, v_2, v_3, \ldots v_n$ proportional sind, so ist hier:

$$h = k \frac{v_1^2 + v_2^2 + v_3^2 + \ldots + v_n^2}{n} \quad \text{und nicht}$$

$$h = k \frac{v_1 + v_2 + v_3 + \ldots + v_n}{n} = k \cdot v_m,$$

wie es sein sollte, um die wirkliche mittlere Geschwindigkeit der bezügl. Vertikalen zu erhalten. Man erhält also mit diesem Apparat zwar einen zwischen der kleinsten und grössten Geschwindigkeit der Vertikalen gelegenen Mittelwert, der aber von der mittleren Geschwindigkeit v_m stark abweichen kann (vergl. Schw. Bztg. 1904, S. 26).

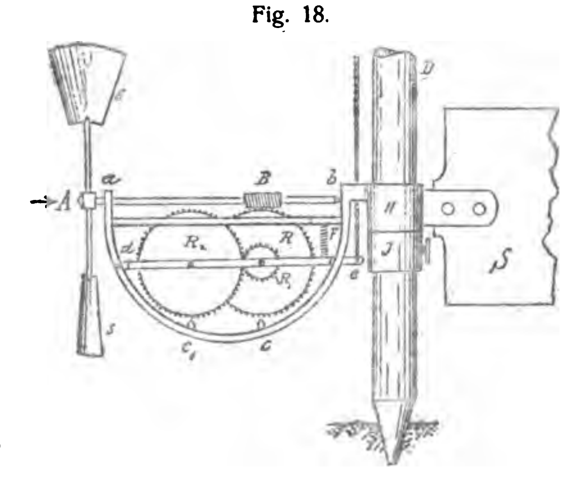
Auf gleichem Princip wie dieser Apparat beruht der Geschwindigkeitsmesser von Sante Pini (ÖZ. 1899 N:o 46, S. 633).

Die hydrometrischen Röhren haben den Nachteil gemeinsam, dass die pulsierende Bewegung des Wassers ein Schwanken der Oberfläche der Wassersäulen zur Folge hat, wodurch ein genaues Feststellen des Resultates erschwert ist.

Der hydrometrische Flügel.

Dieser Apparat, auch Woltman'scher*) Flügel genannt, ist der bequemste und vollkommenste Geschwindigkeitsmesser. Derselbe besteht im wesentlichen aus einem nach Art der Propeller oder Windräder wirkenden Schaufelrad, das mit der Drehachse in die Richtung der Strömung gestellt in desto schnellere Bewegung gesetzt wird, je grösser die Geschwindigkeit des Wassers ist.

Fig. 18.



Der hydrometrische Flügel.

Nebenstehende Textfig. 18 zeigt die Gesamtanordnung des Apparates in seiner ursprünglichen Form. Derselbe besteht aus dem mit zwei bis vier schiefen Schaufeln s versehenen Schaufelrad A, dessen Drehachse ab in einem Rahmen acb sitzt und mit einer Schraube ohne

*) So benannt nach dessen Erfinder, ehemal. Wasserbaudirektor Woltman (nicht Woltmann) in Hamburg (vergl. Bauernfeind Vermessungskunde, 4. Aufl.—Hdl.).

Ende (Schnecke) B versehen ist, welche mit dem aus den Zahnrädern R, R_1 und R_2 bestehenden Zählapparat in Verbindung steht. Die Zahnräder sitzen auf einem um den Punkt d drehbaren Hebel de, an dessen Ende eine über Wasser reichende Schnur C befestigt ist, durch deren Anziehen der Zählapparat mit der Schnecke in Verbindung gebracht wird, während derselbe sonst durch die Feder F losgerückt, und gegen die Marken (Zeiger) c und c_1 angedrückt wird. Da die Räder R und R_2 mit Teilungen versehen sind, so kann hierdurch stets die Anzahl der in einer bestimmten Zeit stattgehabten Umdrehungen des Schaufelrades festgestellt werden. Haben nämlich die Räder R und R_2 z. B. je 100 Zähne mit entsprechenden Teilungen am Rande, und R_1 20 Zähne, so bewegt sich R bei jeder Umdrehung der Flügelachse um einen Zahn vorwärts, und es entsprechen einer ganzen Umdrehung von R_2 fünf Umdrehungen von R_1 bezw. von R, somit 500 Umdrehungen der Welle. Es wird somit der Zeiger c für jeden Zahn eine, und c_1 für jeden Zahn fünf Umdrehungen der Welle angeben.

Werden daher vor Beginn der Messung die Nullpunkte der auf R und R_2 angebrachten Teilungen auf die Zeiger c und c_1 eingestellt, oder sonst die Teilungsstellungen notiert, so ist bei n Umdrehungen in der Sekunde die Geschwindigkeit:

$$v = \beta n, \qquad \qquad 1)$$

worin β eine durch Versuche zu bestimmende Konstante ist. Diese Formel leidet jedoch an dem Mangel, dass sie für $n = o$, $v = o$ ergibt. Da es aber in Wirklichkeit Geschwindigkeiten gibt, wobei der Flügel nicht mehr in Bewegung gerät, so ist richtiger:

$$v = \alpha + \beta n \qquad \qquad 2)$$

zu setzen, worin α die s. g. Anlaufgeschwindigkeit, oder die kleinste Geschwindigkeit bedeutet, die zur Ingangsetzung des Flügels, bezw. zur Überwindung der Reibungswiderstände erforderlich ist. Diese einer Geraden entsprechende Flügelgleichung gibt aber hauptsächlich nur bei grösseren Geschwindigkeiten richtige Resultate, während für kleinere Geschwindigkeiten die folgende Parabel-Gleichung mehr geeignet ist*):

$$v = \alpha + \beta n + \gamma n^2 \qquad \qquad 3)$$

Ferner wird für geringe Geschwindigkeiten auch die folgende Hyperbelgleichung benutzt:

$$v = \beta n + \sqrt{\alpha^2 + \gamma n^2} \qquad \qquad 4)$$

*) So wird beispielsweise bei der Tarierung der Flügel an der hydrometrischen Prüfungsanstalt des k. k. hydrographischen Centralbureaus in Wien für Geschwindigheiten von $v = 0{,}5$ bis $5{,}0$ m die Formel 2), und für Geschwindigkeiten von $v = 0{,}1$ bis $0{,}5$ die Formel 3) benutzt (ÖM. 1896, S. 57).

Die Konstanten α, β und γ werden durch Tarierung, aus wiederholten Versuchen durch Bewegung des Flügels mit verschiedenen Geschwindigkeiten durch ruhiges Wasser, nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt (Zdl. 1895, S. 917—1903, N:o 47).

Der Apparat gleitet mittels einer Hülse *H* längs einer hölzernen oder eisernen Stange *D* und ruht auf einer zweiten, mittels Klemmschraube befestigten Hülse *J*. Zur Erhaltung des Apparates in der Strömungsrichtung dient das Steuerruder *S*.

Taf. 2, Fig. 9—9 a. Hydrometrischer Flügel mit elektrischer Leitung von Harlacher. Dieser Apparat — auch hydrometrischer Integrator genannt — zeichnet sich dadurch aus, dass die Bewegungen des Flügels auf elektrischem Wege zu einem über Wasser befindlichen Tourenzähler nebst Chronograph übertragen, und dadurch selbsttätig aufgezeichnet werden. Mit dem Apparat ist ferner eine Vorrichtung zum gleichmässigen Senken und Heben des Flügels verbunden, so dass durch eine einzige solche Hebung oder Senkung zwischen der Wasserfläche und der Sohle, die mittlere Geschwindigkeit einer Vertikalen bestimmt werden kann (durch sog. mechanisches Integrieren). Zu dem Behufe wird der Apparat von einer, unten mit einer Spitze versehenen eisernen Röhre *A* von 32 mm Durchmesser und gewöhnlich 4 m Länge getragen, welche auf der dem Flügel entgegengesetzten Seite, somit stromabwärts, der ganzen Länge nach mit einem 5 mm breiten Schlitz versehen ist, längs welchen sich eine Hülse *H* mit dem von derselben ausgehenden Flügel und dem Steuerruder *R* in der Art bewegen lässt, dass der Apparat durch einen Steg mit einer im Inneren der Röhre befindlichen Kapsel in Verbindung steht, welche an einem über Wasser geführten Kabelseil *K* aufgehängt ist. Letzteres läuft über eine am oberen Ende der Röhre angebrachte Rolle *C* zu einer Windetrommel *T*.

Die Hülse *H* ist behufs leichterer Bewegung oben und unten mit je drei Laufrollen *r*, sowie mit einem scheibenförmigen Fuss *f* versehen, der so tief unter den Schaufeln angebracht ist, dass dieselben nicht an der Sohle aufstossen können. Das Kabelseil dient zugleich als der eine Leitungsdraht für den elektrischen Strom, und steht zu dem Behufe dessen unteres Ende mittels des isolierten Drahtes *s* in der Weise mit der Flügelwelle in Verbindung, dass auf dieser eine excentrische eiserne Scheibe sitzt, welche bei jeder Umdrehung an eine mittels der isolierten Scheiben *m* befestigte Feder stösst, deren Federkraft durch Anziehen oder Lösen der Schraube *n* reguliert werden kann. Die Rückleitung des Stromes findet durch das eiserne Rohr und den die Trommel *T* haltenden Bügel statt. Der hierbei durch das Wasser stattfindende Kontakt hat sich ohne wesentlichen Einfluss auf die Leitung des Stromes erwiesen. Das obere Kabelende und die Trommel stehen wieder durch besondere Leitungsdrähte mit der Batterie *F*, dem Tourenzähler *E* und dem Chronographen *D* in Verbindung. Der Tourenzähler ist so eingerichtet, dass durch einen Zeiger jeder Kontakt, bezw. jede Umdrehung und durch einen anderen Zeiger je 100 Umdrehungen des Flügels angezeigt werden. Die jeweilige Tiefe der Flügelachse lässt sich an der Teilscheibe *G* der Windetrommel (Fig. 14 a) unmittelbar ablesen.

Da das Instrument im Schlitze der Röhre *A* auf- und nieder geführt wird, so ist ein Drehen desselben, bezw. ein Selbsteinstellen hier ausgeschlossen, und dient das Steuer nur dazu, um einer Verdrehung des Instruments entgegenzuwirken, sowie als Gegengewicht. Es ist daher bei jeder neuen Stellung ein besonderes Einstellen des Instruments erforderlich, so dass die Flügelwelle in die Richtung der Wasserfäden fällt. Dies wird mit Hilfe eines auf der Stange angebrachten Diopter-Visirs *V* erreicht, dessen Richtung in die Ebene des Querprofils gebracht wird. Der Schlitz mach tauch eine Verlängerung der Stange unmöglich, und müssen

daher bei dieser Anordnung für verschiedene Tiefen Stangen verschiedener Länge vorrätig gehalten werden.

Beim mechanischen Integrieren wird das Instrument gleichmässig von der Wasserfläche zur Sohle gesenkt. Ist hierbei die Tourenzahl u und die Beobachtungszeit t, somit $\frac{u}{t}$ die mittlere sekundliche Tourenzahl und β der Flügelkoeffizient, so ist die mittlere Geschwindigkeit der bezüglichen Vertikalen für die Höhe von der Wasserfläche bis zur tiefsten vom Flügel erreichbaren Lage $v'_m = \beta \frac{u}{t}$.

Für die ganze bis zur Flussohle reichende Tiefe ist daher die wirkliche mittlere Geschwindigkeit:

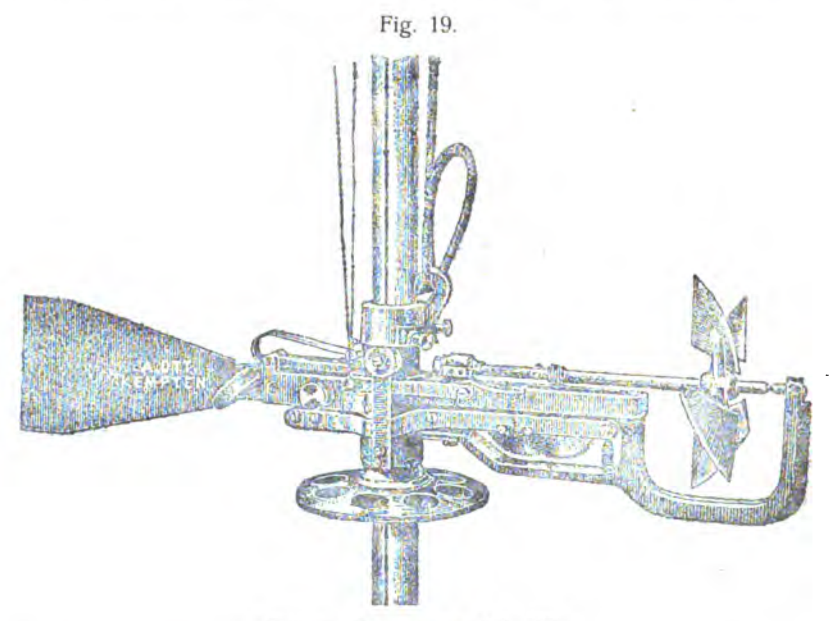
$$v_m = c v'_m$$

worin c ein empirisch zu bestimmender Koeffizient ist. Für grössere Tiefen kann jedoch $c = 1$ angenommen werden.*)

Neuere verbesserte Flügelkonstruktionen.

In neuerer Zeit ist der hydrometrische Flügel in verschiedener Weise vervollkommnet worden, namentlich durch Anwendung von Aluminium für Schau-

Fig. 19.



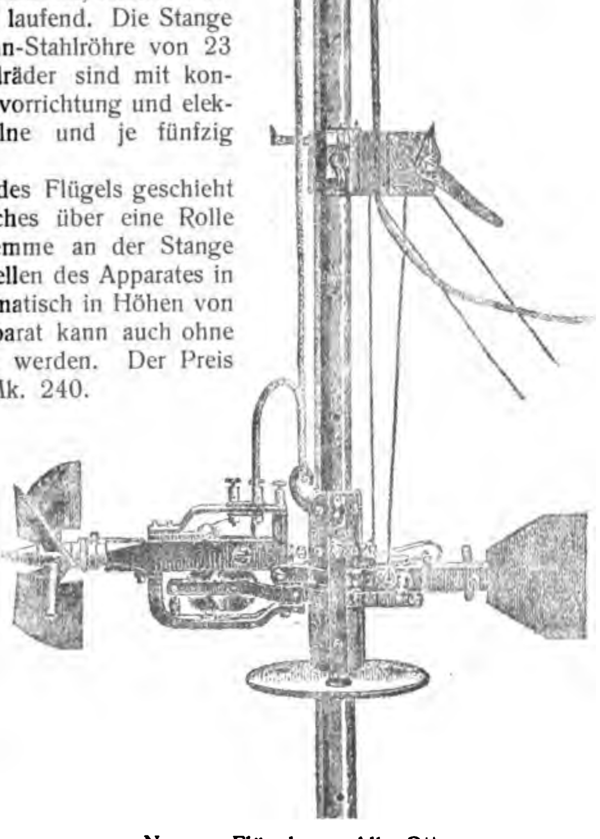
Neuerer Flügel von Alb. Ott.

feln und Welle, sowie durch Lagerung der letzteren zwischen Achatkörnern oder in Kugellagern, wodurch die Bewegungshindernisse auf ein Minimum reduziert sind.

*) Vergl. Harlacher, Die Messungen in der Elbe und Donau, und die hydrometrischen Apparate und Methoden des Verfassers, Leipzig 1881. — v. Wagner, Hydrologische Untersuchungen in der Weser, Elbe etc., Braunschweig 1881).

Derartige Flügel liefert z. B. die Firma Albert Ott in Kempten (Bayern), bei denen überdies an Stelle von geschlitzten Eisenröhren, glatte Mannesmann-Stahlröhren, mit einer angeschraubten Leiste zur Führung des Instruments benutzt werden. Hierdurch erwächst der Vorteil, dass die Stange aus mehreren Stücken zusammengesetzt werden kann, und zwar liefert die Firma Stangen von 19 bis 32 mm Durchmesser und von 4 bis 8 m Länge, welche in 2 bis 4 Teile zu zerlegen sind.

Fig. 20.



Neuerer Flügel von Alb. Ott.

Textfig. 19 zeigt einen solchen, namentlich für geringe Geschwindigkeiten geeigneten Apparat mit Schaufeln und Welle aus Aluminium, letztere zwischen Spitzen in Achatkörnern laufend. Die Stange besteht aus einer Mannesmann-Stahlröhre von 23 mm Durchmesser. Die Zählräder sind mit kontinuierlicher Ein- und Auslösevorrichtung und elektrischem Kontakt für einzelne und je fünfzig Umdrehungen versehen.

Die Vertikalbewegung des Flügels geschieht mittels eines Hanfseils, welches über eine Rolle geführt ist und mittels Klemme an der Stange festgehalten wird. Das Einstellen des Apparates in der Vertikalen geschieht automatisch in Höhen von je 10 oder 20 cm. Der Apparat kann auch ohne elektrischen Kontakt benutzt werden. Der Preis beträgt einschliessl. Stange Mk. 240.

Textfig. 20 ist ein sog. Universalflügel derselben Firma, wobei die Welle vorne in einem Kugellager und hinten mit einer Spitze auf Achatstein läuft. Die Stange hat 25 mm Durchmesser und ist sonst von gleicher Anordnung wie im vorigen Falle. Ebenso sind Zählwerk, Zugvorrichtung, elektrischer Kontakt und Einstellvorrichtung dieselben wie früher. Letztere besteht darin, dass die Stange der ganzen Länge nach in gegenseitigen Abständen von 10 cm mit Löchern versehen ist, in welche ein Stift eingreift, der am Instrumente durch eine federnde Platte befestigt ist, und sich mittels eines Querhebels durch eine über Wasser geführte Schnur auslösen lässt. Dieser Apparat ist für alle Geschwindigkeiten von 0,05 bis 3,0 m anwendbar, und kostet einschliesslich einer 5,4 m langen, in drei Teile zerlegbaren Stange Mk. 340.

Bei sehr grossen Tiefen, wo die Stange nicht mehr anzuwenden ist, wird der Flügel an einem dicken Stahldrahtkabel geführt, an dessen Ende ein schweres, mittels Krahn und Winde hinabgelassenes Gewicht befestigt wird.

Taf. 2, Fig. 10. Neuerer Flügel der Firma Rudolf & August Rost in Wien*). Bei diesem mit elektrischer Zeichengebung (Glockensignal bei je 25

*) Prämiert auf der Weltausstellung in Paris 1900 mit der goldenen Medaille.

Umdrehungen des Schaufelrades) versehenen Apparat befindet sich das Schaufelrad in grösserer Entfernung von der Führungsstange, um den Einfluss des durch dieselbe bedingten Rückstaues auf die Bewegung des Schaufelrades zu mindern. Das Zählwerk ist in einem Gehäuse eingeschlossen, und dadurch vor Beschädigungen geschützt. Die Führungsstange besteht aus einem Eisenrohr von 27 mm äusserem Durchmesser und ist mit eingefräster Centimeterteilung und Fussplatte versehen.

Der Apparat kostet komplet mit Batteri und Glocke, 4 m Kabel, Führungsstange mit Führungshülse und Index 170 Kronen.

Das Patent-Log.

Dieses Instrument, auch Harpunen-Log genannt, wird zwar gewöhnlich zu seemännischen Zwecken, nämlich zur Messung der Geschwindigkeit der Schiffe benutzt, lässt sich aber auch zur Messung der Geschwindigkeit des Wassers benutzen.

Taf. 2, Fig. 10. Das Patent-Log. Dasselbe besteht aus einem festen Theil *AB* welcher durch die zwei ebenen Flügel *EE* am Drehen verhindert wird, und im Inneren das Zählwerk *Z* des zweiten, drehbbren Theils *BC* enthält, welcher mit schraubenförmigen Schaufeln *D* versehen ist und in gleicher Weise wie der hydrometrische Flügel durch den hydraulischen Druck des Wassers in Bewegung gesetzt wird. Das Zählwerk besteht auch hier aus einer Schraube ohne Ende in der Achse des Apparates, durch welche ein System von Zahnrädern in Bewegung gesetzt wird, deren Umdrehungszahl an den Zifferblättern aussen abzulesen ist. Zur Messung der Geschwindigkeit wird der Apparat an einer Leine hängend frei im Wasser schwimmen gelassen.

Gegenüber dem hydrometrischen Flügel hat daher dieser Apparat den Vorteil grösserer Einfachheit und Dauerhaftigkeit, allein derselbe eignet sich in dieser Form nur zur Bestimmung der Oberflächengeschwindigkeit, während er für Geschwindigkeiten in beliebiger Tiefe längs einer Stange verschiebbar angeordnet werden müsste.

Eine andere, bequemere Art dieses Apparates besteht darin, dass unter Fortlassung der Flügel *EE* und des Zählwerkes im Apparate selbst, die beiden Teile *AB* und *BC* zu einem Ganzen vereinigt sind, und die Umdrehungen durch die Leine zu einem am anderen Ende der letzteren (an Bord des Schiffes etc.) aufgestellten besonderen Zählwerk übertragen werden. Hierdurch kann also die jeweilige Geschwindigkeit beobachtet werden, ohne den Apparat hereinziehen zu müssen.

e. Ermittlung der Abflussmengen durch unmittelbare Messung derselben.

Handelt es sich um die Bestimmung kleiner Abflussmengen, bis zu etwa 1 cbm in der Sekunde, so kann hierbei eventuell eine unmittelbare Messung sog. Aichung mittels kalibrierter Aichgefässe, oder der sog. Wasser- oder Brunnenzoll zur Anwendung kommen.

Die Aichung besteht darin, dass das Wasser in einem Gefäss von bestimmtem Inhalt m aufgefangen wird. Ist hierbei t die zur Füllung erforderliche Zeit in Sekunden, so ist die sekundliche Abflussmenge:

$$Q = \frac{m}{t}$$

Beim Wasserzoll dagegen wird das Wasser in einem Gefäss aufgefangen, welches unmittelbar über dem Boden mit einer Anzahl kreisrunder verschliessbarer Öffnungen von bestimmtem Durchmesser versehen ist, von denen soviele geöffnet werden als zur Erreichung des Beharrungszustandes bei einer bestimmten Höhe des Wasserspiegels im Gefässe erforderlich ist.

Nachdem nun durch Beobachtung festgestellt worden ist, dass beispielsweise durch eine solche Öffnung von 20 mm Durchmesser bei einer Wasserspiegelhöhe von 40 mm über der Mitte der Öffnung in 24 Stunden 20 cbm ausfliessen (neuer französicher Wasserzoll), so ist die sekundliche Wassermenge für n solche Öffnungen:

$$Q = \frac{n \,.\, 20}{24 \,.\, 60 \,.\, 60} \text{ cbm.}$$

II. Stauwerke.

Die Stauwerke sind wandartige oder dammartige Bauwerke, welche in fliessenden Gewässern in der Querrichtung angelegt werden, um durch Einschränkung des Durchflussprofils eine Anstauung des Wassers, bezw. eine Erhöhung des oberen Wasserspiegels hervorzubringen. Der damit verbundene Zweck kann verschieden sein, und zwar entweder die Verwendung des gestauten Wassers zur Wasserversorgung von Städten, zum Betrieb industrieller Anlagen, für die Landwirtschaft, Schiffahrt und Flösserei, durch seitliches Ableiten des Wassers in besonderen Gerinnen (bezw. Wasserleitungs-, Werk-, Bewässerungs-, Schiffahrts-, und Flosskanäle, sowie Speisekanäle für Schiffahrtskanäle), oder eine Vergrösserung der Fahrtiefen und Minderung der Geschwindigkeit des Wassers behufs Schiffbarkeit der Flüsse (Kanalisierung), oder eine Minderung der Geschwindigkeit zur Vermeidung der Zerstörung von Ufern und Sohle, und zur Minderung und Regelung der Geschiebeabfuhr (Verbauung der Wildbäche), oder eine Regelung des Abflusses der Hochwässer (Retentions-Talsperren).

Man kann die Stauwerke in zwei Hauptgruppen einteilen, nämlich in Wehre und Staudämme, von denen die ersteren vom Wasser überströmt werden, während bei den letzteren dies nicht der Fall ist.

A. Wehre.

1. Einteilung der Wehre.

Die Wehre werden je nach der Höhe, Grundrissform und Wirkungsweise in verschiedene Arten eingeteilt, und zwar unterscheidet man zunächst Überfallwehre und Grundwehre, je nachdem die Krone oder der Wehrrücken über oder unter dem unteren Wasserspiegel (Unterwasser) liegt. Wenn bei stark wechselnder Höhenlage des Unterwassers der Wehrrücken zwischen dem niedrigsten und dem höchsten Wasserstand liegt, so wirkt ein solches Wehr bald als Überfall-, bald als Grundwehr. Grundwehre deren Krone unter dem niedrigsten Unterwasser liegt werden auch Grundschwellen oder Stauschwellen genannt. Dieselben werden bei der Regulierung der Flüsse zur Regelung der Sohle benutzt.

Die Grundrissform der Wehre ist von den örtlichen Verhältnissen, namentlich von der Beschaffenheit der Ufer, von der Stärke der Strömung, den Hochwassermengen, sowie auch von dem Material woraus das Wehr besteht, abhängig. Man unterscheidet inbezug auf die Grundrissform die folgenden Anordnungen:

Taf. 3, Fig. 1. Grundrissformen der Wehre. Man nennt Wehre von der Grundrissform *a* gerade, *b* schiefe oder schräge, *c* und *d* gebrochene, und *e* gekrümmte Wehre. Die geraden Wehre haben den Vorteil der kleinsten Länge bezw. kleinster Anlagekosten, weshalb dieselben in geradlinigen Flusstrecken und bei weniger starken Hochwässern und Eisgang meistens den Vorzug vor den schiefen verdienen. Dagegen können letztere in Krümmungen zur Ableitung des Wassers von dem sonst durch den Übersturz bedrohten konkaven Ufer, sowie zur Erleichterung der Abführung des Hochwassers infolge ihrer grösseren Länge angezeigt sein. Bei der schrägen Richtung haben die Wehre auch durch die Angriffe des Eises weniger zu leiden, während aber dabei in geraden Strecken das eine Ufer durch das überstürzende Wasser angegriffen wird.

Bei den gebrochenen und gekrümmten Wehren, entsprechend den Anordnungen *c*, *d* und *e*, wird das überstürzende Wasser nach der Mitte des Gerinnes zu konzentriert, wodurch die Ufer weniger gefährdet werden und das Bett in einer günstigen Form erhalten bleibt, nebstdem die Konstruktion in ihrer Wirkungsweise als Sprengwerk dem Drucke des Oberwassers einen grösseren Widerstand entgegenstellt, als dies bei den geraden und schiefen Wehren der Fall ist. Doch werden die Anordnungen der gebrochenen Wehre *c* und *d* meistens nur bei kleinen hölzernen Wehren, namentlich als sog. Sperren zur Verbauung der Wildbäche (vergl. „Wasserbau IV. Teil, Taf. 5) benutzt, während die gekrümmte Anordnung *e* bei gemauerten Wehren aller Art zur Anwendung kommt.

Die Anordnung des in ⅂L-Form gebrochenen Wehres *f* wird stellenweise bei Flüssen mit stark und plötzlich wechselnden Wasserständen angewendet, wobei die winkelrecht zur Stromrichtung gelegenen Arme *mn* und *op* als bewegliche Wehre eingerichtet sind, während der mittlere, parallel zur Stromrichtung laufende Teil *no* ein Überfallwehr bildet. Es findet dann bei plötzlich eintretendem Hochwasser dieses immer einen Abfluss über diesen mittleren Teil, so dass bei versäumtem Öffnen der beweglichen Wehrteile Überschwemmungen vermieden werden.

Wehre die sich entsprechend den Anordnungen *g* und *h* nur über einen Teil des Flussbettes erstrecken, werden unvollkommene Wehre genannt. Dieselben sind entweder dadurch bedingt, dass der Erbauer des Wehres nur das eine Ufer besitzt und der Erwerb des Rechtes für den Anschluss an das andere Ufer mit zu grossen Kosten verbunden wäre, oder kann die frei gelassene Öffnung zur Vermeidung von Überschwemmungen bei heftigem Hochwasser, oder für die Schifffahrt und Flösserei, sowie für den Durchgang von Fischen erforderlich sein*). In diesen Fällen kann jedoch die Öffnung behufs zeitweiliger Schliessung mit einem beweglichen Wehr versehen sein (sog. Freischleuse oder Freiarche). Für den Durchgang der Fische bestehen auch besondere Anlagen, sog. Fischwege.

Bezüglich der Wirkungsweise unterscheidet man schliesslich noch feste Wehre und bewegliche Wehre, von denen erstere nur aus festen Teilen bestehen, so dass sich ihre Stauwirkung nicht willkürlich ändern lässt, während dies bei den letzteren durch Anwendung beweglicher Teile innerhalb bestimmter Gren-

*) Nach dem finnischen Wasserrecht soll zu den genannten Zwecken in der Regel ⅛ der Flussbreite freigelassen werden.

zen möglich ist. Es gibt auch Kombinationen von neben- oder über einander gelegenen, festen und beweglichen Wehren. Bei der letzteren Art erhebt sich der bei beweglichen Wehren sonst stets erforderliche feste Unterbau entsprechend hoch über die Sohle des Flusses, und bildet dann die Anlage, je nachdem der feste oder der bewegliche Teil vorherrschend ist, entweder ein festes Wehr mit beweglichem Aufsatz, oder ein bewegliches Wehr mit festem Wehrrücken.

2. Theorie des Staues.

Nachdem mittels der Wehre der Wasserspiegel bis zu einer bestimmten Höhe gehoben werden soll, und hierzu bei gegebener Wassermenge und gegebenem Gefälle eine bestimmte Wehrhöhe erforderlich ist, so ist zur Projektierung von Wehranlagen zunächst die Kenntnis der Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe erforderlich. Von der Wehrstelle aus erstreckt sich die Wirkung des Staues im Oberwasser als Rückstau bis zu einer entsprechenden Entfernung, der sog. Stauweite, auf welcher Strecke sich der Wasserspiegel um ein allmählich abnehmendes Mass über die ursprüngliche Wasserfläche erhebt und so die sog. Staukurve bildet. Die Feststellung dieser Kurve ist insofern von Wichtigkeit, als dadurch ermittelt werden kann, inwieweit durch den Stau die Interessen der oberen Anwohner, durch etwaige Überschwemmung von Wohnstätten und Ländereien, durch Minderung des Gefälles (der Vorflut) bei Entwässerungsanlagen oder durch Fallhöhenverluste bei Werkkanälen industrieller Anlagen, berührt sein können. Es kann dann mit Rücksicht hierauf erforderlich sein, dass die Anlage zur Regelung der Wasserstände teilweise oder ganz als bewegliches Wehr zur Ausführung kommt, wobei die grösste zulässige Stauhöhe (das sog. Stauziel) durch eine im Oberwasser angebrachte Marke, meistens in Form eines eingerammten Pfahles (Merkpfahl, Aichpfahl) festgelegt wird, welcher in der Regel mit einer Haube versehen wird, deren Oberkante mit der grössten zulässigen Stauhöhe übereinstimmt.

a. Beziehungen zwischen der Stauhöhe und der Wehrhöhe.

Man kann diese Beziehungen von den Gesetzen des Ausflusses aus einer Wandöffnung (Schützenöffnung) *mn* (Textfig. 23) herleiten, deren obere Kante sich über der Unterwasserfläche *CD* befindet, während die untere Kante unter derselben liegt.

Ist h der Höhenunterschied der Ober- und Unterwasserfläche *AB* und *CD*, h_1 die Tiefe der oberen Kante der Öffnung unter der Oberwasserfläche, a die Tiefe der unteren Kante unter der Unterwasserfläche, b die Breite der Öffnung, Q_1 die sekundl. Ausflussmenge des oberen und Q_2 jene des unteren Teiles der

Öffnung, so ist die Ausflussmenge eines in der Tiefe z unter der Oberfläche AB gelegenen Elementes der Öffnung von der Höhe dz, für den oberen Teil:

$$dQ_1 = \mu_1 b\, dz \sqrt{2g\left(z + \frac{v^2}{2g}\right)},$$

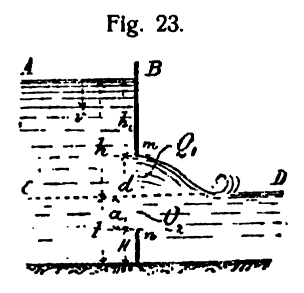


Fig. 23.

Schützenöffnung.

wenn v die Geschwindigkeit der Senkung des Wasserspiegels AB, bezw. die mittlere Zuflussgeschwindigkeit zur Öffnung, daher

$$\frac{v^2}{2g} = k$$

die sog. Geschwindigkeitshöhe oder Druckhöhe (um welche somit zur Erreichung derselben Wirkung bei konstantem Wasserspiegel die Höhe z zu vergrössern wäre) und der Wurzelausdruck die Ausflussgeschwindigkeit bezeichnet, welche gleich ist der Geschwindigkeit des freien Falles von der Höhe

$$z + \frac{v^2}{2g},$$

sowie μ_1 der sog. Ausflusskoeffizient ist, durch welchen der Reibungswiderstand und die Zusammenziehung oder Einschnürung (Kontraktion) des ausströmenden Wasserstrahles berücksichtigt wird. Demnach ist:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - (h_1 + k)^{\frac{3}{2}}\right] \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 1)$$

Beim unteren Teil der Öffnung ist für sämtliche Elemente die Druckhöhe konstant gleich $h + k$, daher:

$$Q_2 = \mu_2 b a \sqrt{2g(h+k)} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 2)$$

Es ist somit die gesamte Ausflussmenge aus einer solchen Schützenöffnung:

$$Q = Q_1 + Q_2 = b\sqrt{2g}\left\{\left[\frac{2}{3}\mu_1 (h+k) + \mu_2 a\right]\sqrt{h+k} - \frac{2}{3}\mu_1 (h_1 + k)\sqrt{h_1 + k}\right\} \ldots \quad 3)$$

worin $\mu_1 = 0{,}65$ bis $0{,}7$ und $\mu_2 = 0{,}62$ bis $0{,}7$ zu setzen ist.*)

Überfallwehr.

Bezeichnet hier v die Geschwindigkeit des vor dem Wehre ankommenden Wassers und h die Höhe des gestauten Wasserspiegels über der Wehrkrone (Textfig. 24), so ist nach Gleichg. 1), da $h_1 = 0$, die überstürzende Wassermenge:

$$Q = \frac{2}{3}\mu_1 b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}\right], \text{ woraus}$$

$$h = \left[\frac{3Q}{2\mu_1 b \sqrt{2g}} + k^{\frac{3}{2}}\right]^{\frac{2}{3}} - k.$$

*) Vergl. Rühlmann, Hydraulik. — Mrt. S. 785.

Bezeichnet daher z die aufgestaute Wassertiefe und H die Höhe des Wehres, so ist:

$$H = z - h.$$

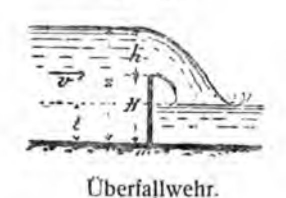
Hierin ist nach Eytelwein bei Wehren ohne Flügelwände und mit scharfkantiger Krone:

$$\mu_1 = 0{,}632$$

und bei vorhandenen Flügelwänden und guter Abrundung der Wehrkrone:

$$\mu_1 = 0{,}855.$$

Fig. 24.



Überfallwehr.

Frese setzt für scharfkantige, die ganze Wasserbreite einnehmende Überfälle, so dass keine seitliche Einschnürung vorhanden, der Raum unter dem Strahl gut gelüftet, so dass letzterer sich von der Überfallkante abheben kann, lotrechte Wandung, solange $b > h$ (letzteres mehrere Meter vor dem Überfall gemessen) und $h > 0{,}1$ m, annähernd:

$$\mu_1 = \left(0{,}6150 + \frac{0{,}0021}{h}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{h}{z}\right)^2\right],$$

in Mittel $\mu_1 = 0{,}63$

Bei geneigtem Wehr mit Winkel φ zwischen Wandung und Boden multipliziere man nach Bazin obigen Wert von μ_1:

wenn $\varphi =$	45°	71°	90°	135°	153°	> 153°
mit	0,93	0,96	1,0	1,1	1,11	wieder abnehmend.

Ohne Lüftung unter dem Überfallstrahle ist nach Bazin, wenn

$h < 0{,}23$ m, μ_1 bis $1{,}08\ \mu_1$
$h \backsim 0{,}23$, μ_1 bis $1{,}29\ \mu_1$ } des Falles mit Lüftung
$h > 0{,}29$, μ_1 etwa $1{,}15$ bis $1{,}19\ \mu$

Bei breiter Krone von der Stärke d in Meter multipliziere man den Wert μ_1 für scharfe Wehrkrone, wenn

$h < 1{,}5\, d$ und der Strahl die Wehrkrone benetzt

für $\frac{h}{d} =$	0,25	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50
mit	0,75	0,78	0,82	0,86	0,90	0,93

Ist $h \backsim 1{,}5$ bis $2{,}0\ d$, so ist die Benetzung der Krone nicht sicher zu erhalten.

Ist $h > 2\,d$ so springt der Strahl frei über die Wehrkrone und μ_1 ist wie bei scharfer Überfallkante zu setzen (Htte.).

Bei scharfkantigen Überfällen von der Breite b, über einen Wasserlauf von der Breite B, somit bei seitlicher Einschnürung, lotrechter Wandung, ist nach Frese annähernd:

$$\mu_1 = \left(0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h + 0{,}18} - \frac{0{,}075}{b + 1{,}20}\right)\left\{1 + \left[0{,}025 + 0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{z}\right)^2 + 0{,}02}\right]\left(\frac{h}{z}\right)^2\right\}.$$

Zur Bestimmung von k ist $v = \frac{Q}{F}$ zu setzen, wenn F die Fläche des aufgestauten Querprofils neben dem Wehre bedeutet.

Bei schiefen Wehren ist $v \cos \alpha$ statt v zu setzen, wenn α den Neigungswinkel des Wehres gegen die Normale zur Stromrichtung bezeichnet. Bei Vernachlässigung von k wird

$$Q = \frac{2}{3} \mu_1 bh \sqrt{2gh},$$

welche Formel oft zu der auf Seite 61 genannten Bestimmung der Abflussmenge durch Aufstauung benutzt wird, wobei für die meisten Fälle

$$\mu_1 = 0{,}55 \text{ bis } 0{,}65$$

angenommen werden kann.

Grundwehr.

Hier ist, wenn entsprechend nebenstehender Fig. 25 die ursprüngliche Tiefe mit t und die Niveaudifferenz (Stauhöhe) mit h bezeichnet wird, nach Formel 3) für $h_1 = 0$:

Fig. 25.

Grundwehr.

$$Q = b\sqrt{2g} \left\{ \left[\frac{2}{3} \mu_1 (h + k) + \mu_2 a \right] \sqrt{h + k} - \frac{2}{3} \mu_1 k \sqrt{k} \right\}$$

$$a = \frac{Q + \frac{2}{3} \mu_1 bk \sqrt{2gk}}{\mu_2 b \sqrt{2g(h + k)}} - \frac{2}{3} \frac{\mu_1}{\mu_2} (h + k)$$

$$H = t - a$$

Hierin kann bei Durchflussprofilen, die in ganzer Flussbreite über der Wehrkrone frei sind, letztere nach Art der Überfallwehre gut abgerundet:

$$\mu_1 = 0{,}80 \text{ bis } 0{,}85, \text{ im Mittel etwa } = 0{,}83$$
$$\mu_2 \text{ etwa } = 0{,}67,$$

bei Durchflussprofilen über der Wehrkrone wie vor, letztere breit und eckig:

$$\mu_1 = 0{,}83$$
$$\mu_2 = 0{,}62$$

und bei Grundwehren, die als Unterbau beweglicher Wehre dienen und mit Griesständern und Setzpfosten versehen sind:

$$\mu_1 = \mu_2 = 0{,}60 \text{ bis } 0{,}65$$

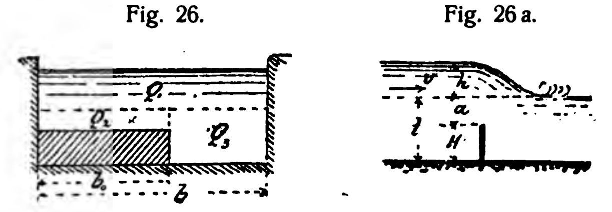
angenommen werden (Hdl.).

Unvollkommene Wehre.

Hier kann, wenn das Wehr als Grundwehr wirkt, die abfliessende Wassermenge entsprechend Textfig. 26—26a in die drei Teile Q_1, Q_2 und Q_3 zerlegt werden, und ist dann, wenn b_0 die Länge und H die Höhe des Wehres, und b

die ganze Breite zwischen den Wangen bezeichnet, nach Formeln 1) und 2), für $h_1 = 0$:

Fig. 26. Fig. 26 a.



Unvollkommenes Wehr.

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right],$$

$$Q_2 = \mu_2 b_0 (t - H) \sqrt{2g(h+k)},$$

$$Q_3 = \mu_2 (b - b_0) t \sqrt{2g(h+k)},$$

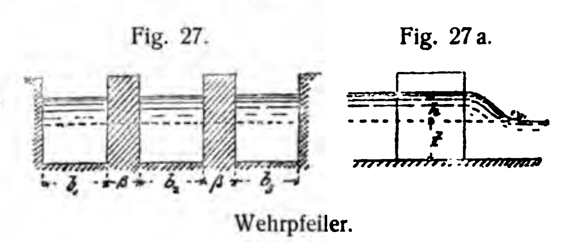
$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 \text{ und}$$

$$H = \frac{b \left\{ 2\mu_1 \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + 3\mu_2 t \sqrt{h+k} \right\}}{3\mu_2 b_0 \sqrt{h+k}} - \frac{Q}{\mu_2 b_0 \sqrt{2g(h+k)}}.$$

Wehrpfeiler.

Die bei beweglichen Wehren mitunter vorkommenden Pfeiler verursachen einen Aufstau h (Fig. 27—27 a), der desto grösser wird, je grösser die Anzahl und Dicke β der Pfeiler ist. Es muss daher hier zur Vermeidung von Überschwemmungen bei Hochwasser die freie Öffnung $b' = b_1 + b_2 + b_3$ so gross sein, dass der höchste aufgestaute Wasserstand die zulässige Grenze nicht überschreitet.

Fig. 27. Fig. 27 a.



Wehrpfeiler.

Wird hier wieder die über und unter dem ursprünglichen Wasserspiegel durchfliessende Wassermenge mit bezw. Q_1, und Q_2 bezeichnet, so ist:

$$Q_1 = \frac{2}{3} \mu_1 b' \sqrt{2g} \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right],$$

$$Q_2 = \mu_2 b' t \sqrt{2g(h+k)}, \text{ daher}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = b' \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \mu_1 \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + \mu_2 t \sqrt{h+k} \right\}.$$

Es beträgt daher bei einer grössten zulässigen Stauhöhe h die erforderliche lichte Weite:

$$b' = \frac{Q}{\sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} \mu_1 \left[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}} \right] + \mu_2 t \sqrt{h+k} \right\}}.$$

Ist b die Gesamtbreite, und n die Anzahl der Pfeiler, so ist die grösste zulässige Pfeilerdicke:

$$\beta = \frac{b - b'}{n}.$$

Für die Koeffizienten μ_1 und μ_2 gelten hier die gleichen Werte wie beim Grundwehr. Das gleiche gilt auch von Brückenpfeilern.

Bei der Anwendung der obigen Stauformeln besteht eine besondere Schwierigkeit in der Wahl der richtigen Werte für die Ausflusskoeffizienten μ_1 und μ_2. Denn abgesehen von den Mängeln der Formeln, in denen verschiedene auf den Stau einwirkende Faktoren (die Form des Wehrkörpers und der seitlichen Begrenzungen u. s. w.) nicht zum Ausdruck gekommen sind, und daher durch die Ausflusskoeffizienten berücksichtigt werden müssen, so sind die für die letzteren hier angegebenen Werte teils Versuchswerte von Überfällen, mit deren Anordnung die wirklichen Wehre selten übereinstimmen, teils beruhen dieselben im wesentlichen nur auf Schätzung und haben daher keine genügende Zuverlässigkeit.

Man hat daher in neuerer Zeit auch andere Formeln aufgestellt, in welchen die den Stau beeinflussenden Faktoren in ausgedehnterem Masse Berücksichtigung finden, wie dies bei den Formeln von Wex[1]) der Fall ist. Nachdem aber deren Vorzüge gegenüber den hier angegebenen Formeln in der Praxis noch nicht genügend erwiesen sind, so soll von deren Wiedergabe hier abgesehen werden. Von wesentlicher Bedeutung für die Erforschung der Abflusskoeffizienten waren ausser den Untersuchungen von Frese[2]) namentlich die ausgedehnten Versuche von Bazin[3]), wenn auch dieselben den Bedürfnissen der Praxis nur teilweise genügen.

b. Die Staukurve.

Nachdem der Aufstau an jeder Stelle eine Vergrösserung des Querprofils, und somit eine Verminderung der Geschwindigkeit zur Folge hat, welche wieder auf das nächste oberhalb befindliche Querprofil verzögernd und stauend zurückwirkt, so muss die Staukurve in Wirklichkeit eine Kurve sein, die sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch nähert, ohne sie je zu erreichen. Hierbei wird aber auf jeden Fall in einer gewissen Entfernung vom Wehre die Stauhöhe so klein, dass sie kleiner ist als die Schwankungen des Wasserspiegels durch die Strömung, daher der Aufstau von dieser Stelle an praktisch vernach-

[1]) Gust. Ritter von Wex, Hydrodynamik, Leipzig 1888.

[2]) Zdl. 1890.

[3]) AdP. 1888–1896 — ÖM. 1897, S. 433 — Zeitschr. f. Gewässerkunde 1900.

lässigt, und ihre Entfernung vom Wehre als die **Stauweite** betrachtet werden kann. Nach **Rühlmann** kann diese Stelle dort angenommen werden, wo die Stauhöhe nur noch etwa 0,005 bis 0,01 der ursprünglichen Wassertiefe beträgt.

Eine genauere Bestimmung der Staukurve, bezw. der Stauhöhe an beliebiger Stelle, ist nur aufgrund der Theorie der ungleichförmigen Bewegung des Wassers, wie selbe früher entwickelt worden ist, möglich. Demnach ist, wenn F_1 und F_2 zwei aufgestaute Querprofile in der gegenseitigen Entfernung l_1, der Höhenunterschied des Wasserspiegels dieser zwei Stellen, ensprechend Gleichg. 2) auf Seite 61:

$$h_1 = Q^2 \frac{F_1 + F_2}{2 F_1^2 F_2^2} \left(\frac{F_2 - F_1}{g} + \frac{p_1 + p_2}{2 c^2} l_1 \right).$$

Hierdurch kann man bei einer Reihe von Querprofilen F_1, F_2, F_3 . . . in gegenseitigen Entfernungen l_1, l_2, l_3 . . . die durch die Höhenunterschiede h_1, h_2, h_3 . . . festgestellten Punkte der Staukurve bestimmen. Nachdem aber dabei, unter Voraussetzung dass die Stauhöhe neben dem Wehre gegeben, nur das erste dieser Stauhöhe entsprechende Querprofil F_1 und Q bekannt sind, so kann die Bestimmung von h_1, h_2 . . . nur versuchsweise nach der **regula falsi**, in der Art geschehen, dass man, ausgehend von F_1 und p_1, zuerst schätzungsweise einen Wert für h_1 annimmt und mit dessen Hilfe F_2 und p_2 ermittelt, welche in obige Gleichung eingesetzt einen richtigeren Wert von h_1 liefern. Sollte dieser Wert eine grössere Abweichung von dem ursprünglich angenommenen zeigen, so wird jetzt mit dessen Hilfe F_2 und p_2 berechnet, welche in die Formel eingesetzt einen genaueren Wert von h_1 ergeben. In gleicher Weise wird, ausgehend von F_2 und p_2, der folgende Höhenunterschied h_2 bestimmt, u. s. w.

Der Koeffizient c wird entsprechend den früheren Angaben, also etwa nach **Bazin**:

$$c = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}},$$

unter Beachtung der auf Seite 58 angegebenen Werte für γ, angenommen.

Es kann aber das Verfahren wesentlich vereinfacht werden, wenn man, ausgehend von der auf Seite 61 angegebenen Formel:

$$h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{pv^2}{Fc^2} l,$$

bei Annahme genügend kurzer Teilstrecken l (bis zu etwa 50 m) das erste Glied auf der rechten Seite der Gleichung vernachlässigt. Man hat dann, unter Beachtung dass $v = \frac{Q}{F}$, für den praktischen Gebrauch genügend genau:

$$h_1 = \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \cdot \frac{pl_1}{F^3} = 8 \left(\frac{Q}{c}\right)^2 \frac{pl_1}{(F_1 + F^2)^3}.$$

Die Länge der hierdurch erhaltenen Staukurve, vom Wehr bis zu der oben angegebenen Grenze, bildet die sog. hydraulische Stauweite. Wird von der aufgestauten Wasserfläche unmittelbar hinter dem Wehr eine Horizontale gezogen, so bildet deren Länge bis zum Durchschnitt mit der ursprünglichen Wasserfläche die hydrostatische Stauweite. Dieselbe kommt bei geringem Zu- und Abfluss zur Geltung, und wird gewöhnlich bei Flusskanilisierungs-Projekten der Sicherheit wegen in Ansatz gebracht.

3. Konstruktion der Wehre.

a. Feste Wehre.

Feste Wehre können überall dort angewendet werden, wo durch den Stau keine unzulässigen Wirkungen im obgenannten Sinne eintreten. Bei fahrbaren Flüssen erhalten die festen Wehre nebst einer Schleuse für die Durchfahrt der Schiffe oft auch noch einen besonderen Schiffsdurchlass, bestehend aus einem beweglichen Wehr von entsprechender Länge, das während der höheren Wasserstände stets offen gehalten, und so die sonst zur Schleusung der Schiffe erforderliche Zeit erspart wird. Für die Durchfahrt von Flössen erhalten die festen Wehre eine gleichfalls durch ein bewegliches Wehr geschlossene Flossrinne.

Da es bei der Anlage fester Wehre gewöhnlich darauf ankommt das Niederwasser bis zu einer bestimmten Höhe anzustauen, und hierzu eine bestimmte Wehrhöhe erforderlich ist, so ist überall dort wo zur Vermeidung nachteiliger Wirkungen die Vergrösserung der Stauhöhe bei höheren Wasserständen möglichst gering sein soll, die Breite des Überfalles, bezw. die Länge des Wehres möglichst gross anzunehmen. Nachdem aber andererseits mit der Verlängerung des Wehres die Anlagekosten wachsen, so kann mit Rücksicht hierauf statt einer Verlängerung neben dem festen Wehr eine Freiarche zur Abführung des Hochwassers erbaut werden. Dieses Mittel muss auch zur Anwendung kommen, wenn durch die Verlängerung die gewünschte Senkung des Staues bei Hochwasser nicht zu erreichen ist.

Ein Nachteil der festen Wehre besteht darin, dass hinter denselben die vom Flusse mitgeführten Sinkstoffe abgelagert werden und dadurch das Flussbett erhöhen, was wieder eine Hebung des Wasserspiegels zur Folge hat. Es müssen daher dort wo dies nicht zulässig ist, die festen Wehre mit einem s. g. Grundablass versehen sein, bestehend aus einer bis zur Sohle des Flusses reichenden Öffnung von entsprechender Weite, die durch ein bewegliches Wehr geschlossen ist, und zur Abführung der Ablagerungen bei Hochwasser geöffnet wird.

Die festen Wehre bestehen aus dem eigentlichen Wehrkörper und den gewöhnlich dessen Anschluss an die Ufer vermittelnden Wangen oder Ufer-

wänden. Ersterer hat den Zweck den Aufstau zu bewirken, während letztere durch ein entsprechend tiefes Eingreifen in die Ufer eine Hinterströmung des Wehres verhindern sollen.

Der Wehrkörper besteht aus dem auf der Stauseite gelegenen Vorboden, der Krone oder dem Rücken, und dem nach dem Unterwasser zu gelegenen Abfall mit dem Hinter- oder Abschussboden. Unterhalb des letzteren befindet sich eventuell noch ein mehr oder weniger langes Sturzbett, bestehend aus einer künstlichen Befestigung der Sohle (des Sturzbodens) gegen Auskolkungen durch das überstürzende Wasser. Der Vorboden fällt entweder ganz weg, oder besteht derselbe aus einer etwas geneigten Ebene oder einer gekrümmten Fläche und hat den Zweck, die Geschiebe, das Eis und andere schwimmende Gegenstände möglichst leicht über die Krone gleiten zu lassen. Die Wehrkrone ist den grössten Angriffen ausgesetzt, weshalb dieselbe eine besondere Sorgfalt in der Ausführung erfordert und möglichst abzurunden ist. Dieselbe liegt meistens wagrecht, und erhält nur manchmal eine kleine Senkung in der Mitte, um die Wassermassen dahin zu konzentrieren. Der Abfall ist entweder senkrecht, oder besteht derselbe aus einem Abschussboden in Form von mehreren vertikalen Absätzen oder Stufen, oder in Form von einer schiefen Ebene, oder einer gekrümmten Fläche. Da bei senkrechtem Abfall durch das unmittelbar niederstürzende Wasser die Sohle stark angegriffen wird, so ist diese Anordnung gewöhnlich nur bei Wehren kleinerer Höhe anwendbar, wobei die Sohle entweder aus Felsen besteht, oder durch ein besonders starkes Sturzbett gegen Auskolkung geschützt wird.

Bei stufenförmigem Abschussboden wird die stossende Kraft des Wassers zum Teil von den Stufen aufgenommen, wodurch zwar der Sturzboden weniger angegriffen wird, dafür aber das Wehr selbst mehr der Zerstörung ausgesetzt ist, und daher ausser einer stärkeren Konstruktion auch eine öftere Nachbesserung erfordert. Es sind daher aus diesem Grunde die stufenförmigen Wehre weniger zu empfehlen.

Der schiefe Abschussboden ist eine zweckmässige, und daher sehr häufig angewendete Form, indem hierbei durch den schiefen Abfluss, bei entsprechend grosser Länge weder der Boden noch der Wehrkörper einem stärkeren Angriff ausgesezt ist. Bei steiler Lage eines solchen Abschussbodens muss der Sturzboden auf eine entsprechende Länge stärker befestigt sein.

Gekrümmte Abschussböden von konkaver Form haben eine ähnliche Wirkung wie die Stufenwehre, indem auch hier die Strömung zum Teil schon auf dem Wehrkörper gebrochen wird, ohne dass jedoch letzterer wie bei den Stufenwehren in höherem Grade der Zerstörung ausgesezt ist. Dadurch wird aber hier der Sturzboden weniger angegriffen als bei schiefem Abschussboden,

namentlich wenn die Abschussfläche am unteren Ende etwas nach aufwärts gebogen ist, wodurch die abstürzenden Wassermassen zurückgeworfen und verzögert werden.

Die Befestigung des Sturzbodens geschieht meistens durch einen Steinwurf oder mittels Pflasterung, eventuell nach vorheriger Abdeckung de- Sohle durch Reisig, Faschinen oder Sinkstücke, nebstdem hierbei auch Pfahlr reihen oder Flechtzäune zwischen den Steinen zur Anwendung kommen. Zuweilen wird der Sturzboden auch mittels Mauerwerk oder durch einen Bohlenbelag befestigt.

Der Anschluss an die Ufer geschieht bei kleineren Wehren mitunter nur durch entsprechend tiefes Eingreifen des Wehrkörpers in die Ufer, unter gleichzeitiger Befestigung der Böschung gegen die Angriffe des überstürzenden Fallwassers. Gewöhnlich werden aber für den Anschluss besondere Wangen, Landpfeiler oder Widerlager von gleicher Art wie diejenigen der Brücken angewendet. Da hierbei die Ufer sowohl oberhalb als auch unterhalb durch die Wirbel und Rückströmung des überstürzenden Wassers angegriffen werden, so sind dieselben auf eine entsprechende Länge oberhalb und unterhalb des Wehres durch Pflasterung etc. zu befestigen. Zu dem Zwecke ist es auch gut das Flussbett unmittelbar unterhalb des Wehres entsprechend zu verbreitern.

Dem Materiale nach werden die festen Wehre aus Strauchpackungen nach Art der Buhnen bei Flussregulierungen, aus Holz allein, aus Holz zusammen mit Erde oder Steinschüttung, aus Steinschüttung allein, aus Mauerwerk oder Beton allein, oder zusammen mit Steinschüttung ausgeführt, nebstdem in neuerer Zeit bei den Wehren auch Eisenbeton zur Anwendung gekommen ist. Im allgemeinen richtet sich die Konstruktion der Wehre hauptsächlich nach dem Charakter des Flusses, der Wassermenge, der Stauhöhe, der Bodenbeschaffenheit und den verfügbaren Materialien. Dabei ist die nötige Sicherheit gegen Umkippen, Verschieben, Durchbruch und gegen Unterwaschung des Bauwerkes zu berücksichtigen. Letzteres kann namentlich bei durchlässigem Boden eintreffen, indem sich dann unter dem Wehrkörper und an den Seiten leicht Wasseradern bilden, die den Boden mit sich fortreissen und so den Einsturz des Bauwerkes herbeiführen können. Hiergegen werden Spundwände als geeignetstes Mittel angewendet.

Je nachdem das Bauwerk nur aus Holz oder aus Holz und Steinmaterial oder nur aus dem letzteren Material bezw. Mauerwerk besteht, unterscheidet man hölzerne, halbmassive und massive Wehre.

Hölzerne Wehre.

Die hölzernen Wehre bestehen entweder aus einer einfachen, mehr oder weniger dichten Holzwand, oder aus einem kastenförmigen Körper mit zwei oder

mehreren von Pfählen gestützten Längswänden, die mit eingestampfter Tonerde hinterfüllt sind. Wehre der ersteren Art werden gewöhnlich nur bei kleineren Stauhöhen und kleiner Wassermenge angewendet, da sie im allgemeinen nicht geeignet sind einem grösseren Drucke und der spülenden Kraft grösserer Wassermassen zu widerstehen. Hölzerne Wehre können namentlich in holzreichen Gegenden mit Vorteil angewendet werden.

Taf. 3, Fig. 2—5. Kleine hölzerne Wehre, gewöhnlich nur für einen kleineren Aufstau als Grundwehre dienend. Die Anordnung Fig. 2 stellt eine einfache Pfahlwand (dichte Pfahlreihe) dar. Zur Sicherung der Flussohle gegen Auskolkung und Unterwaschung werden zu beiden Seiten entweder wie in dieser Figur. Senkfaschinen oder wie in den folgenden Beispielen Steinwürfe angebracht. — Fig. 3 ist eine gewöhnliche Bohlwand mit eingerammten Pfählen in Abständen von etwa $1\,{}^1/_2$ bis 2 m, übergelegtem Fachbaum und hochkantig angelegten Bohlen, die entsprechend tief in den Erdboden niedergeführt sind. — Fig. 4 zeigt die gleiche Anordnung wie vorher, wobei aber die Wand aus lotrecht eingerammten Bohlen besteht, die entweder eine ungespundete Stülpwand, oder eine Spundwand bilden, und sich gegen den Fachbaum anlehnen. — Die Anordnung Fig. 5 besteht aus einer gewöhnlichen Spundwand mit Grundpfählen und beiderseitigen Gurthölzern (Hg.—Ch.—Hdl.).

„ Fig. 6—8. Kleine einwandige Überfallwehre mit hölzernem Sturzboden. Die Wehrwand besteht hier entweder wie in Fig. 6 aus einer Spundwand, oder wie in Fig. 7 und 8 nur unter der Flussohle aus einer Spundwand, während der obere Teil eine Bohlwand mit horizontalen Bohlenlagen (event. gespundet) bildet. Hierdurch entsteht der Vorteil, dass dieser obere, mehr der Zerstörung durch Fäulnis etc. ausgesetzte Teil leicht erneuert werden kann. Der Sturzboden besteht hier zum Teil aus einem dichten Bohlenbelag, der von verholmten Pfählen getragen wird, und vorne durch eine besondere Spundwand eingefasst ist, an welche sich eventuell noch eine Verlängerung des Sturzbettes aus Steinschüttung oder Pflasterung anschliesst. — Bei Fig. 7 ist überdies auch noch auf der oberen Seite die Sohle gegen Auskolkung durch die hier auftretenden Wirbel durch einen Bohlenbelag befestigt. — Bei Fig. 8 ist zu gleichem Zwecke als Vorboden eine sanft ansteigende Steinschüttung angebracht, welche zugleich bezweckt den Wasserabfluss zu erleichtern, sowie das Eis und andere schwimmende Gegenstände leicht über die Krone hinüber gleiten zu lassen (Hdl.).

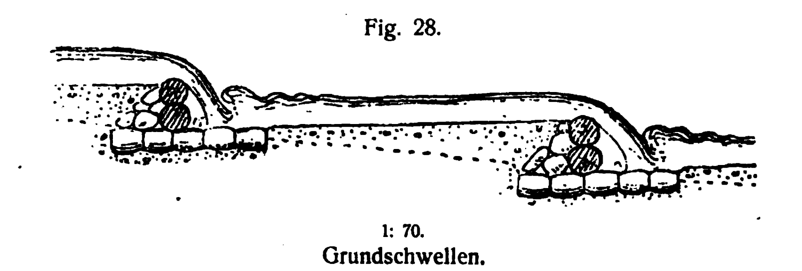
„ Fig. 9—11. Blockwandwehre, bestehend aus zwei oder drei Pfahlreihen mit zwischengelegten runden Baumstämmen oder behauenen Hölzern, deren Fugen allenfalls mit Moos u. dgl. gedichtet werden. Behufs Abdichtung wird auch auf der oberen Seite ein geböschter Erddamm angeschüttet. Bei Flüssen die viele Sinkstoffe mit sich führen tragen auch diese dazu bei, dass die Dichtheit der Wand allmählich zunimmt.

Derartige Wehre werden beispielsweise in den Alpenländern viel angewendet, und erreichen dort oft eine Höhe von etwa 3 bis 4 m. Bei grösserer Höhe wird die Wand auch noch durch vorne angesetzte Streben gestützt, und stromaufwärts nach Art der Bohlwerke durch Ankerstangen mit der Sohle verankert.

Man benutzt diese Wehrkonstruktion auch zu sogen. Grundschwellen zur Regulierung des Sohlengefälles, bezw. zur Minderung der Geschwindigkeit bei Wildbächen, deren Sohle und Wände sonst der Zerstörung durch die Strömung ausgesetzt sind. Nachstehende Textfigur 28 zeigt die Anordnung solcher Grundschwellen, wie sie bei den Wildbächen der Elbe, Oder und Weichsel auf österreichischem Gebiet angewendet werden. Zur Befestigung des Sturzbettes werden hier Faschinen benutzt (ÖZ. 1894, S. 589—CBl. 1895, S. 261).

Taf. 3, Fig. 12. Neues Holzwehr im Meglitze-Fluss bei Niedersaathen Der durch Spundwände eingefasste Wehrkörper besteht aus 5 Reihen von Rundpfählen, die oben durch Holme verbunden und durch einen 10 cm starken Bohlenbelag abgedeckt sind. Der Zwischenraum ist mit Ton ausgefüllt. Anstatt der fehlenden Landpfeiler sind die Uferböschungen abgepflastert und die Längsspundwände mit den letzteren hochgeführt. Oberhalb des Wehres ist eine Tonschüttung, und unterhalb ein 25 m breites Sturzbett aus Sinkstücken und Steinbewurf angebracht. Die Anlagekosten betrugen M. 840 pro 1 m Durchflussweite (ZfB. 1900, Statistik der Bauten).

Fig. 28.



1: 70.
Grundschwellen.

„ Fig. 13. Grösseres Überfallwehr aus Holz und Erdmaterial, für etwa 2 m Stauhöhe und darüber. Der Wehrkörper besteht hier aus mehreren verholmten Pfahlreihen, welche auf den Holmen einen schiefen Vor- und Hinterboden tragen, und an die sich vorne und hinten eine Bohlwand, oder bei mehr durchlässigem Boden eine Spundwand anschliesst, nebstdem zur Erreichung einer grösseren Dichtheit unter dem Fachbaum eine solche Wand angebracht ist. Die Zwischenräume unter den Wehrböden werden mit wasserdichter Tonerde sorgfältig ausgestampft. In der Verlängerung des hölzernen Abschussbodens befindet sich noch ein steinernes Sturzbett (Hg.—Ch.—Hdl.).

Halbmassive Wehre.

Bei diesen aus einem hölzernen Gerippe und Stein- oder Kiesschüttungen zusammengesetzten Wehren besteht ersteres entweder aus eingerammten Pfählen oder aus hölzernen Böcken nebst allfälligen Bohl- oder Spundwänden, oder aus sog. Steinkisten von gleicher Art wie solche bei den Gründungen zur Anwendung kommen. Hierbei dient das Steinmaterial dazu, dem Wehre die gegen eine Verschiebung durch den Wasserdruck nötige Masse zu geben, während durch das Holzgerippe der Zusammenhang und die Form des Wehrkörpers gesichert wird. Steinkisten eignen sich namentlich für felsigen Untergrund. Nachdem die Steinschüttungen zwar der Unterwaschung des Wehres durch Nachsinken entgegenwirken, jedoch nicht wasserdicht sind, so dienen die Bohl- und Spundwände sowohl zur Stützung des Steinkörpers als auch zur Erhöhung der Dichtheit der Anlage. Die Steinkisten werden durch eine Bohlenverschalung abgedichtet, nebstdem stromaufwärts gewöhnlich ein Erddamm angeschüttet wird. Bei erdigem Untergrund kann zur Vermeidung von Unterwaschun-

gen auch noch eine an die Steinkisten anschliessende Spundwand erforderlich sein, und muss dann auch der Sturzboden durch einen Steinwurf befestigt werden.

Die Abdichtung des Wehrkörpers bezweckt ausser der Minderung der Wasserverluste auch die Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Holzkonstruktion, nachdem diese von den durchsickernden, sandbemengten Wasserstrahlen immer mehr ausgefressen und zerstört wird.

Taf. 3, Fig. 14. Kleines Wehr in Form von einer Bohlwand, welche auf beiden Seiten bis zur obersten Kante mit Steinen umpackt ist. Statt der Bohlwand kann auch hier eine Spundwand wie bei Fig. 4 und Fig. 5 zur Anwendung kommen.

Die nachstehende Textfigur 29 zeigt eine derartige Wehranlage von grösserer Höhe, wobei sich die Spundwand gegen fünf mit einander verholmte, einen schiefen Abfallboden tragende Pfahlreihen stützt, und auf der Oberwasserseite durch einen bis zur Wehrkrone austeigenden Erddamm von 13,4 m Breite gegen ein Durchsickern durch Wand und Sohle abgedichtet ist. Die Oberfläche dieses als Vorboden konvex ansteigenden Erddammes ist bis zur halben Breite abgepflastert.

Fig. 29.

1: 192.
Wehr im Illinoisfluss bei Kampsville.

Der Raum unter dem Abschussboden ist zur Stützung der Wand und der Pfähle und zur Sicherheit gegen Unterspülung mit Steinen ausgefüllt. Der untere Teil des Abschussbodens besteht aus einer gepflasterten Steinschüttung. (ZfB. 1896, Ergänzungsheft, Bl. X).

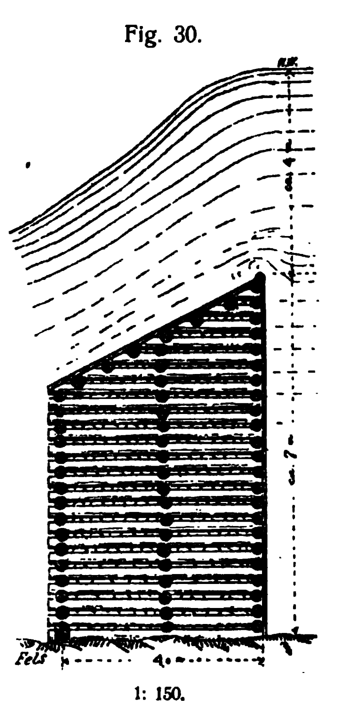
" Fig. 15. Altes Wehr in der Seine, bestehend aus einer an dem geneigtem Abschussboden gleichmässig gepflasterten Steinschüttung, in welcher sich als Stütze ein aus einer Pfahlreihe *A* und einer Spundwand *S* bestehendes Holzgerippe befindet. Unterhalb des Wehrkörpers befindet sich ein Sturzboden in Form von einer weiteren, durch zwei Pfahlreihen befestigten Steinschüttung.

" Fig. 16—17. Halbmassive Wehre mit zwei Holzwänden, bestehend aus zwei verholmten Pfahlreihen in einer gegenseitigen Entfernung von etwa 2 bis 2 $^{1}/_{2}$ m, mit gegen dieselben angelehnten Bohl- oder Spundwänden und dazwischen eingepackter Steinschüttung, oder Reisig mit Steinen oder Kies. Über den beiden Wänden befindet sich ein Vorboden, bestehend aus einem nach dem Oberwasser zu sanft geneigten Bohlenbelag zwischen den beiden Holmen, woran sich stromaufwärts eine geböschte Steinschüttung anschliesst. Der Abschussboden ist bei kleinerer Höhe entsprechend Fig. 16 lotrecht angeordnet, während derselbe

bei grösserer Höhe entsprechend Fig. 17 aus zwei oder mehreren Absätzen mit Bohlenbelag besteht. Der Sturzboden ist in beiden Fällen mittels Steinwurf befestigt.

Taf. 3, Fig. 18—19. Steinerne Wehre mit Holzgerippe auf felsigem Untergrund. Bei kleiner Höhe kann die Anlage entsprechend Fig. 18 aus einer Holzwand und beiderseitigen Steinschüttungen bestehen, wobei die Wand aus übereinander gelegten, mit dem Felsboden verschraubten Balken gebildet ist. Zu dem Zwecke sind die durch die ganze Wand gezogenen Bolzen im Felsen mittels Keil befestigt, der in die aufgeschlitzte Stange gesteckt ist, wodurch diese beim Niederstossen gegen die Wandung des Bohrloches festgeklemmt wird. Bei Fig. 19 besteht das Gerippe aus Böcken, die sich gegen einen gemeinsamen Fachbaum anschliessen, und die in angedeuteter Weise durch Schraubenbolzen am Felsboden befestigt sind. Bei *B* befindet sich eine das Festhalten des Gesteins und eine teilweise Abdichtung bezweckende Spundwand, die in eine ausgesprengte Rinne im Felsen eingelassen ist (HdI.).

Fig. 30.



1: 150.

Steinkisten-Wehr im Drammenfluss.

Zu den Steinkistenwehren werden entweder runde Hölzer oder behauene Balken verwendet. Ein Beispiel der ersteren Art zeigt das in nebenstehender Textfigur 30 ersichtliche Wehr über den Drammenfluss der Embrets-Fall-Holzschleiferei in Norwegen. Die Anlage besteht aus Rundholz-Steinkisten mit lothrechten Wänden und einem unter 60° gegen die Vertikale geneigten Abschussboden, welcher wie auch die stromaufwärts gelegene Aussenwand mit einem dichten Bohlenbelag versehen ist. Dieses Bauwerk ist insofern bemerkenswert, als es bei seiner beträchtlichen Höhe von ca. 7 m und einer grössten Wassertiefe von ca. 11 m nur eine Beite von 4 m besitzt, infolge dessen die Stabilität augenscheinlich eine sehr geringe ist. Während des Frühjahr-Hochwassers 1895 wurde auch ein Teil des Wehres auf 40 m Länge fortgerissen, nachdem allerdings eine höher oben im Flusse losgerissene Steinkiste gegen das Wehr angeschwemmt worden war. Dieser zerstörte Teil wurde dann durch einen massiven Steinbau von der in Textfig. 39 ersichtlichen kräftigen Form ersetzt (NTT. 1897, S. 8).

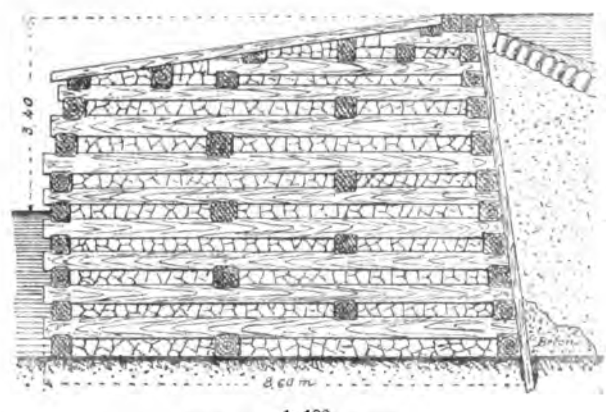
„ Fig. 20. Steinkistenwehr aus gezimmerten Hölzern, im Schuylkillflusse bei Plymouth in Pennsylvanien (erbaut 1858). Dasselbe hat eine Kronenbreite von 1,22 m, eine Gesamtbreite von 5,49 m, eine Höhe von 3,8 m und eine Höhe der Wehrkrone über dem Niedrigwasser von 2,36 m. Es ruht auf Felsboden, ist auf der Rückseite mittels einer Spundwand gedichtet, und mit Stein- und Erdmaterial hinterfüllt.

Ein anderes Beispiel eines derartigen, in neuerer Zeit in demselben Flusse erbauten Wehres von viel grösseren Dimensionen, zeigt die nachstehende Textfigur 31. Infolge der grossen Breite des Wehrkörpers wurden hier zur Verstärkung der Konstruktion nebst den zwei Aussenwänden noch zwei Zwischenwände in der Längenrichtung angeordnet. Der Untergrund besteht hier aus hartem Ton, in welchen auf der Rückseite behufs Dichtung eine am Fusse mittels Beton und darauf mit lehmigem Erdmaterial hinterfüllte Spundwand geschlagen wurde. Die Oberfläche dieser Hinterfüllung ist gepflastert (NA. 1889, S. 30).

„ Fig. 21. Älteres Steinkistenwehr im Schuylkill bei Fair Mount. Dasselbe wurde für die Wasserleitung von Philadelphia angelegt, und hat eine Länge von 357 m.

Diese Anordnungen erscheinen jedoch weniger zweckmässig, da hierbei das Sturzbett durch die unmittelbar niederfallenden Wassermassen sehr der Auskolkung ausgesetzt ist, wenn auch durch den schiefen Abschussboden dem entgegengewirkt wird.

Fig. 31.



1: 136.
Wehr im Schuylkillfluss.

Die nachfolgenden Textfiguren 32, 33 und 34 zeigen noch einige weitere Variationen amerikanischer Steinkistenwehre mit Stufen, welche für den Sturzboden günstiger sind. Es sind dies bezw. das Wehr im Fox River bei Appleton (ZfB. 1895, Ergängzungsheft Bl. VII), ein Wehr im Bear River für die Bewässerungsanlagen im Tale dieses Flusses (Engg. Nws. 1896, Feb. 6, S. 84), und ein Wehr im Ottava River (Sc. Am. 1883 II S. 255). Bei diesen Wehren erscheint auch der ansteigende Vorboden sehr zweckmässig, da dadurch der Wasserabfluss und die Hinüberführung fester Gegenstände wesentlich erleichtert wird.

Speciell das Ottava-River-Wehr (Textfig. 34) ist eine der grossartigsten Wehranlagen, indem es sich, bei einer Wassertiefe von 0,6 bis 5,8 m, über eine Flussbreite von 559 m erstreckt. Die Ausführung geschah im offenen Wasser, ohne Fangedämme, in der Weise, dass zuerst der untere, 14,02 m breite und 3,65 m hohe Teil durch Absenken von Kisten auf den Felsboden hergestellt wurde, welche so grosse gegenseitige Abstände erhielten, dass das Wasser zwischen denselben abfliessen, und dann oben über Wasser der durchgehende schiefe Aufsatz hergestellt werden konnte. Auf dem unteren Ende

Fig. 32.

1: 170.
Wehr im Fox River bei Appleton.

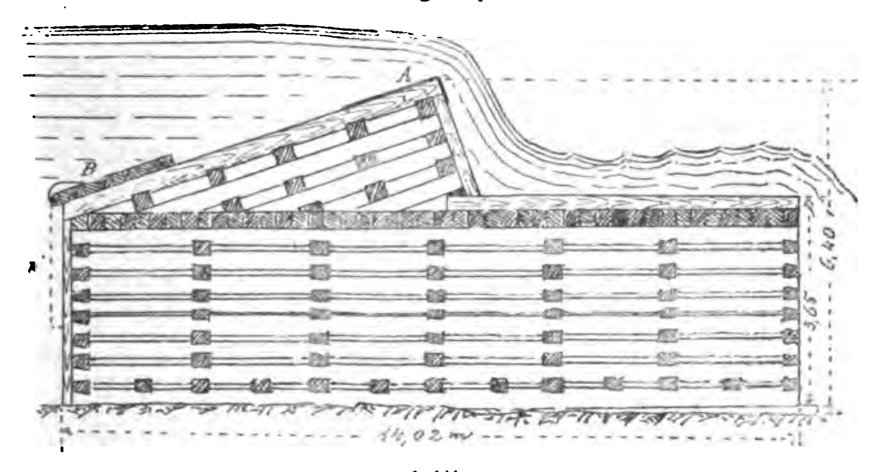
Fig. 33.

Fig. 33 a.

1: 156.
Wehr im Bear River.

dieses Aufsatzes wurden über den 113 Öffnungen Klappen *B* mit eisernen Scharnieren hergestellt, welche später behufs Schliessung der Öffnungen nach abwärts in die Stellung *B'* geklappt wurden. Es kann daher durch Aufziehen dieser Klappen die Wehrkrone (behufs Reparatur) immer wieder trockengelegt werden. — Die Krone ist mit 12 mm Blech *A* abgedeckt. Die Stauhöhe beträgt 2,44 m. Bei Niedrigwasser steht dasselbe 0,6 m, und bei Hochwasser 3 m über der Wehrkrone. Die Anlagekosten beliefen sich auf 332000 Dollars.

Fig. 34.



1: 144.

Wehr. Ottava River.

Taf. 3, Fig. 22. Norwegisches Steinkistenwehr der Wasserkraftanlage von Aabyfos. Der Untergrund besteht hier aus Sand, weshalb der Wehrkörper zur Sicherheit gegen Unterspülung eine grosse Breite erhielt, und durch eine vorgelegte Spundwand gedichtet wurde. Der Sturzboden ist durch einen Steinkistenvorbau, und dessen Verlängerung noch durch einen Steinwurf, befestigt. Die auf 4 m Höhe über der Sohle des Flusses befindliche Krone ist mit einem beweglichen Wehr-Aufsatz (Nadelwehr) für eine Stauhöhe von 1,5 m über der Wehrkrone versehen (ZfB. 1900, Bl. 52).

Die Wangen der hölzernen Wehre für den Anschluss an die Ufer sind Wände von ⊔- oder _/-förmigem Grundriss, wovon der mittlere Teil parallel zur Stromrichtung liegt und an den Wehrkörper angeschlossen ist, während die seitlichen Teile die den Anschluss an das Ufer vermittelnden, in dasselbe entsprechend tief eingreifenden Flügel sind, welche entweder senkrecht zur Uferlinie (parallele Flügel) oder schief stehen (Winkelflügel). Dieselben bestehen entweder aus Holz oder aus Mauerwerk und werden im ersteren Fall entweder als Bohlwerke oder als Steinkisten, und im anderen Falle als Ufermauern, wie selbe im „Uferbau" (Wasserbau, III. Teil) behandelt sind, ausgeführt. Die aus Mauerwerk hergestellten (massiven) Wangen werden je nach der Beschaffenheit des Untergrundes nach irgend einer der gebräuchlichen Gründungsarten, gewöhn-

lich entweder unmittelbar oder unter Anwendung von Beton oder von Pfahlrost, oder von Pfählen mit Betonschüttung gegründet, und durch Spundwände eingefasst.

Massive Wehre.

Die massiven Wehre sind Dämme, die aus losem Steinmaterial (Steinschüttungen, Kies), Mauerwerk oder Beton oder aus einer Kombination dieser Materialien bestehen.

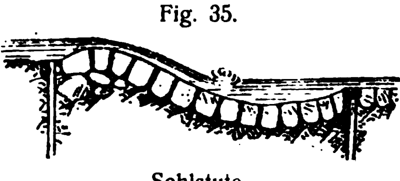
Wehre aus losem Steinmaterial.

Derartige Wehre kommen meistens nur als sog. Buhnen, Leitwerke und Grundschwellen zur Regulierung der Flüsse zur Anwendung und werden als solche im IV. Teil dieses Werkes besprochen. Dort wo sie für den Aufstau als eigentliche Wehre zur Verwendung kommen wird behufs grösserer Dauerhaftigkeit als sie gewöhnlich bei den Flussregulierungswerken beansprucht wird, die Oberfläche ganz abgepflastert, was also im Trockenen unter Benutzung von Fangedämmen geschehen muss. Ferner wird zur Sicherung der Form und zur Vermeidung von Unterwaschungen, sowie zur Erhöhung der Dichtheit des Wehrkörpers derselbe eventuell durch Spundwände eingefasst, oder mit einem oder mehreren gemauerten Kernen versehen. In Amerika sind in neuerer Zeit zur Abdichtung der Steindämme auch Blechwände mit Vorteil zur Anwendung gekommen, wie dies später bei der Besprechung der „Staudämme" gezeigt wird.

Anstatt den Wehrkörper ganz aus Steinmaterial bestehen zu lassen, wird der Kern zuweilen auch aus Kies ausgeführt, wodurch ausser kleineren Anlagekosten auch der Vorteil einer grösseren Dichtheit als bei durchgehender Steinschüttung erlangt wird. Hierbei erwächst aber allerdings der Nachteil, dass das Bauwerk bei einer teilweisen Verletzung leichter ganz zerstört wird, als wenn der Kern aus Steinmaterial besteht.

Handelt es sich bei kleineren Flussläufen mit stärkerem Gefälle um Mässigung der Geschwindigkeit zu Fischereizwecken, so kann dies nach F. W. Schmidt zweckmässig durch steinerne Wehre als sog. Sohlstufen von der in Textfig. 35 ersichtlichen Anordnung erreicht werden, wobei jedoch die Stauhöhe nicht grösser sein darf als etwa 0,6 m. Das Bauwerk besteht aus einer einfachen Pflasterung auf der entsprechend zubereiteten Sohle, so das die Oberfläche des Pflasters eine gekrümmte Fläche bildet. Zur Verhinderung der Unterspülung wird am oberen Ende eine Spundwand und am unteren eine aus minderwertigen Bohlen (Schwarten etc.) bestehende Bohlwand angewendet, und werden die Fugen des Pflasters sorgfältig mit Moos gedichtet, das mittels eines Meissels eingetrieben wird.

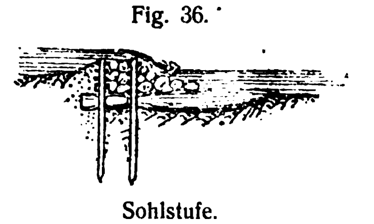
Fig. 35.



Sohlstufe.

Stehen schwerere Steine nicht zur Verfügung, so können zu dem gleichen Zwecke allenfalls auch Sohlstufen aus Flechtzäunen und Faschinen zusammen mit Steinmaterial, wie in Textfig. 36, zur Anwendung kommen. Dieselben erfordern nur geringe Anlagekosten, bedürfen aber häufiger Nachbesserung (CBl. 1895 N:o 34—35).

Fig. 36.



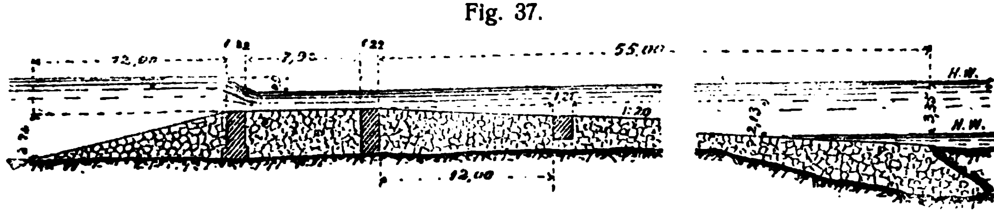
Sohlstufe.

Taf. 3, Fig. 23. Einfaches Steinschüttungs-Wehr, wobei für den Kern kleinere, für die gepflasterte Oberfläche aber möglichst grosse Steine anzuwenden sind, sodass dieselben durch ihr Gewicht einen möglichst grossen Widerstand gegen Losrücken durch die Strömung entgegenstellen.

„ Fig. 24. Steinernes Wehr in der Maas für den Speisegraben von Sorcy, bestehend aus einer abgepflasterten Steinschüttung mit Kieskern. Der Vorboden besteht aus einer ebenen einfüssigen Böschung, während der Abschussboden eine konkav gekrümmte Fläche bildet (Hdl.).

Grössere Steinschüttungs-Wehre mit gemauerten Kernen kommen namentlich in Indien vor. Eine grossartige Anlage dieser Art ist z. B. das im Jahre 1874 erbaute Wehr über den Jumna bei Okla (Textfig. 37), welches eine Höhe von

Fig. 37.

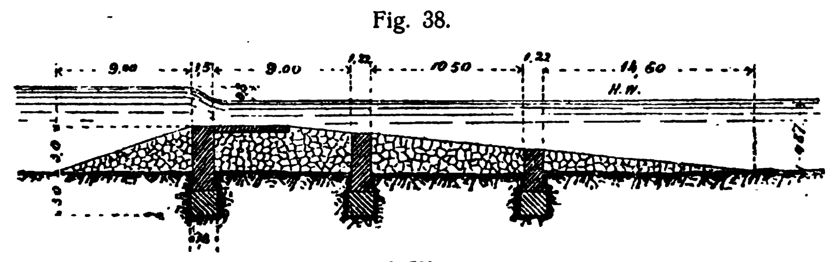


1: 500.
Wehr über den Jumna-Fluss bei Okla.

2,74 m und eine Länge von 743 m hat. Der Untergrund des Flusses besteht hier aus sehr feinem Sand und sind die beiden die Wehrkrone begrenzenden, 7,92 m von einander entfernten Mauern, unmittelbar auf dem Sandboden aufgeführt. In dem 1 : 20 geneigten Abschussboden ist in 12,0 m Entfernung von der Krone noch eine dritte Mauer aufgeführt, die jedoch auf der Steinschüttung gegründet ist. Trotzdem dieses Wehr sehr heftigen Angriffen durch die Hochwässer ausgesetzt ist — die bis zu 2,35 m Geschwindigkeit pro Sekunde erreichen — erhält sich dasselbe angeblich in gutem Zustand (AdP. 1891 I, S. 272).

Ein zweites Beispiel dieser Art ist das im Jahre 1875 erbaute Wehr über die Soane, einen Nebenfluss des Ganges, bei Dehri (Textfig. 38). Wegen der

Fig. 38.



1: 500.
Wehr über die Soane bei Dehri.

grösseren Durchlässigkeit des Bodens (grober Sand und Kies) und des grösseren Wasserdruckes, wurden hier die drei Mauern, welche die Steinschüttung durchsetzen, auf viereckigen Brunnen gegründet, welche 3 m tief in den Boden versenkt sind. Die Höhe der Wehrkrone über der Flussohle beträgt 3,0 m, und die Länge des Wehres 3825 m. Der Abschussboden hat eine Neigung von 1 : 10 und der Vorboden eine solche von 1 : 2. Ersterer ist im oberen Teil regelmässig abgepflastert. Der Unterschied zwischen Hoch- und Niederwasser beträgt ungef. 5 m, und die grösste Geschwindigkeit des ersteren 3,5 m pro Sekunde (AdP. 1891 II, S. 273).

Gemauerte Wehre.

Wehre aus Mauerwerk kommen dort zur Anwendung, wo geeignetes Steinmaterial leicht erhältlich, wo Strömung und Eisgang eine grössere Festigkeit erfordern, und wo eine möglichst grosse Dauerhaftigkeit beansprucht wird. Man verwendet dazu gewöhnlich Bruchsteinmauerwerk in Cementmörtel, selten Ziegelmauerwerk mit teilweiser oder vollständiger Quaderverkleidung, und zwar ist es namentlich die den Angriffen am meisten ausgesetzte Wehrkrone, welche eine Quaderverkleidung erfordert. Manchmal geschieht die Ausführung wohl auch ganz aus Quadermauerwerk.

Der Form nach erhalten die gemauerten Wehre, je nach der Beschaffenheit des Untergrundes etc., entweder einen senkrechten Abfall, oder einen schiefen, gekrümmten, oder seltener einen stufenförmigen Abschussboden.

Da ungleichförmige Setzungen bei gemauerten Wehren Brüche im Mauerwerk, Undichtheiten und ein baldiges Zerstören des Bauwerkes zur Folge haben können, so ist hier eine sichere Gründung und ein wasserdichter Abschluss gegen Unterspülungen von grösserer Wichtigkeit als bei den vorherigen Konstruktionen, welche in Folge der Elastizität des Holzes und der Nachgiebigkeit der Steinschüttungen in dieser Beziehung weniger empfindlich sind. Wenn daher der Untergrund nicht aus Felsen oder tragfähigem Erdboden besteht, so muss hier irgend eine der üblichen Verstärkungen des Bodens zur Anwendung kommen, und werden hierzu gegenwärtig am häufigsten Betonschüttungen, ohne und mit Pfählen, seltener der liegende Rost oder Pfahlrost etc. benutzt. Zum Schutz gegen Unterwaschungen und Auskolkungen dienen auch hier Spundwände und Steinschüttungen.

Taf. 3, Fig. 25. Stufenwehr im Lahnfluss in Obernbiel (erbaut 1885). Dasselbe hat eine Länge von 95 m, und besteht aus einem 4,7 m breiten, im Mittel 2,25 m hohen Mauerklotz mit dem 1,6 m hohen senkrechten Absturz. Daran schliessen sich zwei Abfallböden von 3,20 und 2,70 m breite und 1,0 m bezw. 0,7 m Stärke. Der unterhalb befindliche Sturzboden ist durch eingerammte Pfähle und Steinwurf befestigt.

Die Gründung geschah unmittelbar auf festen Erdboden. Die schraffierten Teile bestehen aus Quadern, das übrige aus Bruchsteinmauerwerk. Die Ausführung geschah in der Art, dass Strecken von 15 bis 20 m Länge abgedämmt wurden, und der Aufbau in möglichst trockener Baugrube erfolgte (ZfB. 1887, S. 619, Bl. 72).

„ Fig. 26. Gemauertes Wehr mit senkrechtem Abfall, im Winterhafen von Oppeln (Zweig des Oderstroms). Dasselbe ruht auf Kalkstein-Felsboden,

und hat eine Höhe von 3,9 m, bei einer mittleren Dicke von 2,0 m, einer Kronenbreite von 1,83 m und einer Stauhöhe von 1,45 m. Der Wehrkörper besteht aus Kalksteinmauerwerk, mit einer Abdeckung der Krone, die vorne aus Granitplatten und hinten aus Klinkern in Cementmörtel besteht. Das Sturzbett ist auf 2 m Breite aus abgeglichenem Mauerwerk von 0,68 m Höhe gebildet (ZfB. 1888).

Nachdem bei derartigen senkrechten Abfällen das Sturzbett und der Fuss des Wehres durch die niederstürzenden Wassermassen stark angegriffen werden, so pflegt man diese Anordnung selbst bei Felsboden nur bei kleineren Wehrhöhen anzuwenden. Doch gibt es Beispiele, wo bei besonders festem Boden und festem Mauerwerk, Wehre mit senkrechtem Abfall auch für sehr bedeutende Höhen zur Ausführung gekommen sind.

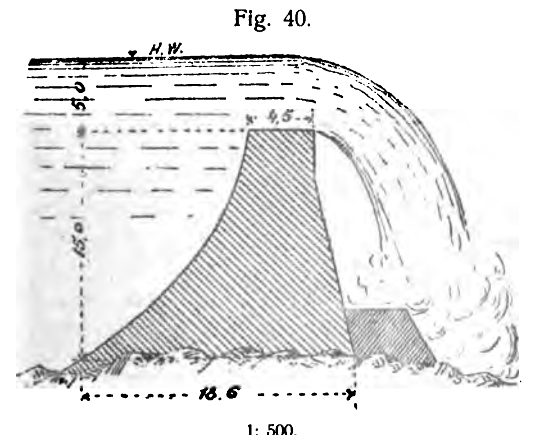
Fig. 39.

1: 200.
Wehr im Drammenfluss.

Ein solches Beispiel zeigt das in nebenstehender Textfigur 39 ersichtliche, im Jahre 1896 ausgeführte Wehr im Drammen beim Embrets-Fall, in Norwegen. Dasselbe besteht ganz aus grob bearbeiteten, einigermassen lagerhaften Quadersteinen mit Cementmörtel, die mittelst Rundeisenzapfen von 40 mm Dicke mit einander verdübelt, und stellenweise auch durch Klammern mit einander verbunden sind. Es ist dies ein übermässig starkes Bauwerk, bei dem fast die Hälfte des Querprofils ohne Gefahr hätte fortgelassen werden können. (NTT. 1897, S. 8).

Ein weiteres Beispiel dieser Art zeigt das in Textfig. 40 ersichtliche Wehr über den Betwa-Fluss in Indien, das auf festem Granitfelsen aus Granitmauerwerk aufgeführt ist, und bei 15 m Höhe eine Kronenbreite von 4,5 m, und am Fusse eine Breite von ca 22 m hat. Der Fuss ist durch ein kleines Contrefort aus Mauerwerk gegen Auskolkung durch die enormen Wassermassen geschützt, die bei Hochwasser bis zu 5 m Höhe über der Wehrkrone steigen. Das Wehr hat die Ableitung des Flusswassers in einen Bewässerungskanal zum Zwecke. Da zur Zeit der Bewässerung das gesamte Wasser in den Kanal abläuft, so können während dieser Zeit Nachbesserungen am Contrefort etc. vorgenommen werden (AdP. 1891 II, S. 287).

Fig. 40.

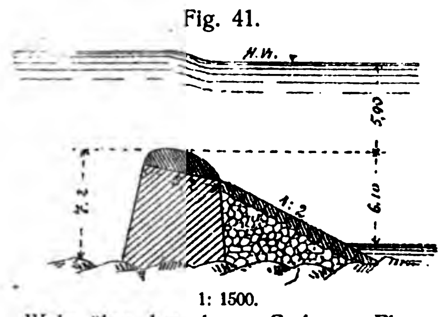


1: 500.
Wehr über den Betwa-Fluss.

Textfig. 41 zeigt noch ein Beispiel eines derartigen indischen Wehres über den oberen Goda-

very, bestehend aus einer unmittelbar auf Felsboden gegründeten Bruchsteinmauer von 7,2 m Höhe, 5,2 m Dicke an der Krone und 7,3 m Dicke an der Basis, wobei zum Schutze des Wehrfusses gegen Auskolkung, eine gepflasterte Steinschüttung vorgelegt ist, welche einen von der Wehrkrone ausgehenden, im Verhältnis 1 : 2 geneigten, ebenen Abschussboden bildet. Dieses Wehr hat eine Länge von 1600 m (AdP. 1891 II, S. 267).

Fig. 41.



1: 1500.
Wehr über den oberen Godavery Fluss.

Fig. 42.

1: 500.
Wehr über den Rio Souza bei Porto.

Die gleiche Anordnung kann auch bei Erdboden zur Anwendung kommen, wobei aber die den Abschussboden bildende Steinschüttung eine sanftere Böschung erhalten muss.

Eine solche Anordnung zeigt das in neuerer Zeit ausgeführte Wehr über den Rio Souza für die Wasserleitung von Porto (Textfig. 42). Dasselbe enthält einen gemauerten Kern, bestehend aus einem von Spundwänden eingeschlossenen Betonfundament von 4 m Breite und 3 m Höhe, wovon die Hälfte in den Boden versenkt ist, und einem Aufsatz aus Mauerwerk von 4 m Höhe und 2 m Dicke an der Krone. Die Höhe der Wehrkrone über der Flussohle beträgt somit 5,5 m, und über dem Unterwasser 4,0 m. Die den Abschussboden bildende Steinschüttung ist im Verhältnis 1 : 4 geböscht und an der Oberfläche gepflastert, und mit einer Betonschicht von 0,25 m Dicke überdeckt. — Im Inneren dieser Steinschüttung befindet sich sin hölzernes Gerippe, bestehend aus einer Pfahlreihe und einer Spundwand, in bezw. 5,75 m und 11,5 m Entfernung von der Mauer, welche mit der letzteren und unter einander durch Zangen verbunden sind. Unterhalb dieser Spundwand sind noch 6 Pfahlreihen in gegenseitigen Entfernungen von 1,5 m geschlagen. Hier hat die Wehrmauer auch auf der Oberwasserseite eine im Verhältnis 1 : 1 $^{1}/_{2}$ geböschte abgepflastere Steinschüttung vorgelegt (NA. 1890, S. 67).

Bei dem ähnlichen 3,6 hohen 1935 m langen Wehr über den Mahanuddy bei Cuttack ist der Abschussboden zwischen den zwei 9 m von einander entfernten Mauern ganz mit hochkantig gestellten Steinplatten von 0,6 m Höhe gepflastert, welche zur Mässigung der Geschwindigkeit eine gezahnte Fläche bilden (AdP. 1891, I, S. 279).

Taf. 3, Fig. 27. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet mit Abtreppungen auf Felsboden. Die Anlage befindet sich im Tarn-Flusse beim Pumpwerke der Wasserleitung der Stadt Albi in Frankreich (AdP. 1886, II.).

" Fig. 28. Amerikanisches Wehr im Tallapoosa-River für das Kraftwasserwerk von Montgomery. Dasselbe wurde in der Art hergestellt, dass es in Schichten von etwa 2 m Höhe zuerst als Trockenmauerwerk zur Ausführung kam, worauf die Zwischenräume zwischen den Steinen mit flüssigem Cementmörtel ausgegossen wurden. Dabei wurden an den Aussenseiten grosse Granitblöcke von 8 bis 9 t Gewicht verwendet, und deren Fugen mit Cementmörtel

verstrichen, während im Inneren grosse Bruchsteine versetzt und deren Zwischenräume mit kleineren Steinen ausgefüllt wurden. Krone und Abschussboden erhielten eine Betonbekleidung (Engg. Nws. 1901, II, S. 418).

Taf. 3, Fig. 29—29 a. Kleines Gemauertes Überfallwehr in der Winske bei Oppeln. Dasselbe besteht aus Klinkermauerwerk mit Granitwerksteinen für Krone und Abfallstufe. Das Fundament besteht aus Beton zwischen Spundwänden. Das Sturzbett ist auf 10 m Breite mit Senkfaschinen und Steinbewurf befestigt. Die Wangen (Fig. 29 a) bestehen gleichfalls aus Klinkermauerwerk mit Werkstein-Einfassung an den Kanten (ZfB. 1900, Statistik der Bauten).

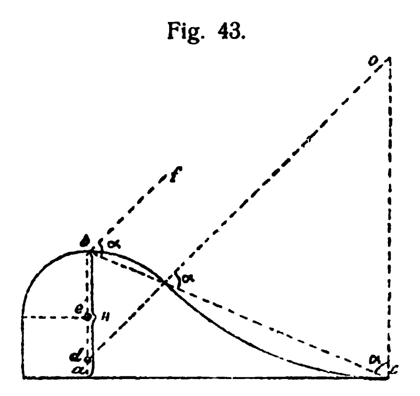
„ Fig. 30. Gemauertes Wehr mit gekrümmtem Abschussboden, gegründet auf Pfahlrost zwischen Spundwänden. Es ist dies eine bei schlechtem Boden früher oft angewendete Anordnung; gegenwärtig wird dem Roste meistens eine Betonschüttung vorgezogen. Um die Quaderverkleidung vor den Angriffen der Strömung zu sichern, erfordert dieselbe grosse Werksteine und eine sorgfältige Ausführung.

Die äussere Begrenzungsform solcher Wehre mit gekrümmter Profilform ist sehr verschieden. Eine häufig angewendete Anordnung zeigt die nebenstehende Textfigur 43, wobei

$$ac = 2 \text{ bis } 4 \text{ H}, \quad bd = \frac{2}{3} \text{ bis } 1{,}0 \text{ H}$$

$$be = \frac{1}{4} \text{ bis } 1{,}0 \text{ H}.$$

Fig. 43.



Konstruktion des gekrümmten Wehrprofils.

„ Fig. 31. Wehr aus Ziegelmauerwerk mit Quaderverkleidung, wobei der untere Teil des gekrümmten Abschussbodens nach aufwärts gebogen ist, wodurch der Stoss des niederstürzenden Wassers zum Teil vom Wehre selbst aufgenommen und für den Sturzboden unschädlich gemacht wird (Bh.-Frz.).

„ Fig. 32. Gemauertes Wehr mit Betonfundament in der Elbe bei Poděbrad (Böhmen), ausgeführt 1881. Das Betonfundament ist von Bohlwänden eingefasst, und zu beiden Seiten durch Steinschüttungen gegen Unterspülung und Auskolkung geschützt. Der obere Teil des Wehres besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung (ÖW. 1882, S. 217).

Betonwehre.

Die Betonwehre unterscheiden sich von den aus Mauerwerk ausgeführten Wehren nur dadurch, dass bei denselben der Wehrkörper aus Beton, mit einer Zusammensetzung von etwa 1 Raumteil Cement: 3 Sand : 6 Steinschlag bis 1 : 5 : 7, hergestellt wird. Das Mischungsverhältnis hängt ausser von der Beschaffenheit des Cements namentlich davon ab, in welchem Grade der Betonkörper den Angriffen des Wassers und des Eises etc. ausgesetzt ist, und kann daher eine viel schwächere Mischung zur Anwendung kommen, wenn der Betonkörper zwischen Spundwänden eingeschlossen und abgepflastert ist, als wenn derselbe ganz frei liegt. Im letzteren Falle muss wenigstens die Krone und der Abschussboden aus einer stärkeren Mischung bestehen.

Wegen der grösseren Festigkeit und Dichtheit des im Trockenen ausgeführten Stampfbetons gegenüber dem im Wasser hergestellten Schüttbeton, werden die über den Fundamenten gelegenen Teile der Betonwehre in trocken gelegter Baugrube aus Stampfbeton hergestellt.

Von besonderem Interesse ist die Anwendung von Eisenbeton im Wehrbau, wie dieselbe in neuster Zeit stellenweise durchgeführt worden ist.

Taf. 3, Fig. 33—33c. Betonwehr über die Eger bei Karlsbad. Dieses im Jahre 1881 erbaute, zum Betriebe des Karlsbader Wasserwerkes dienende Stauwehr hat einen senkrechten Abfall und besteht aus einem Betonkörper von 83,0 m Länge, 2,0 m Breite und 2,5 m Höhe, welcher von 16 cm starken Spundwänden eingeschlossen, und an der Krone mit Granitsteinen in Cementmörtel abgepflastert ist. Unterhalb befindet sich ein hölzernes Sturzbett von 3,5 m Breite (Fig. 33).

Die Ausführung geschah entsprechend Fig. 33a und 33b. Nachdem mit dem ausgebaggerten Bodenmaterial vor der oberen Spundwand ein offener Erddamm angeschüttet worden war, wurde auf den Wehrbäumen über die ganze Länge des Wehres ein Gleis angelegt, auf welchem eine 7 m lange Pritsche *P* lief, die vorne mit einer starken, bis an die Sohle des Aushubes reichenden hölzernen Wand versehen war. Sodann wurde ein Teil des Wehres durch Ausfüllen des Raumes vor dieser Wand mittels Betontrichter bis über die Wasserfläche ausgeführt, und dann die Pritsche, unter beständigem Nachfüllen von Beton bis über Wasser und Stampfen desselben, langsam zurückbewegt. Die Zuführung des Betons geschah auf seitlichen Gleisen (Fig. 33 a), von wo derselbe auf die Pritsche abgeladen wurde. Auf diese Weise erforderte die Herstellung des ganzen Betonkörpers nur 68 Stunden.

Zur Ausführung des Sturzbodens erhielt das Wehr der ganzen Länge nach einen wasserdichten Aufsatz von 80 cm Höhe, wodurch das gesamte Wasser des

Fig. 44.



Oberes Wehr in der Weser bei Hameln.

Flusses in den im Lageplan Fig. 33 c ersichtlichen Kanal *c* abgeleitet wurde, sodass dann der Sturzboden im Trockenen ausgeführt werden konnte (ÖW. 1882, S. 179).

Taf. 4, Fig. 1—1 a. Oberes Wehr in der Weser bei Hameln. Diese im Jahre 1885 erbaute Anlage besteht im wesentlichen darin, dass vor einem alten, in Fig. 1 ersichtlichen Holzwehre ein massiver senkrechter Vorbau von Beton mit einer Kronenabdeckung von Dolomit hergestellt wurde.

Die Länge des Wehrkörpers beträgt 201 m, die Höhe 6,75 m, die Stärke unter und über Niederwasser bezw. 3,5 und 3,2 m. Die untere Begrenzung der Baugrube bildete eine 20 cm starke Spundwand, während zur Abhaltung des Oberwassers eine Spundwand von 10 cm Stärke geschlagen wurde. Wie aus dem Lageplan Fig. 1 a zu ersehen, wurde in der Mitte des Wehres eine Fischtreppe angelegt, die später näher beschrieben wird.

Obenstehende Textfigur 44 zeigt eine photographische Abbildung des Wehres vom Unterwasser aus gesehen (ZfB. 1887, S. 619, Bl. 72—TFF. 1903).

" Fig. 2. Betonwehr mit Quaderverkleidung und schiefem Abschussboden über die Dora Baltea, für einen Speisekanal des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Italien). Der zwischen zwei Spundwänden eingeschlossene Wehrkörper hat eine Breite von ca. 5 ½ m. Das anschliessende Sturzbett besteht auf eine Breite von 8,1 m aus einer mittels Spundwand abgeschlossenen Betonschüttung mit Quaderverkleidung, worauf noch eine Steinschüttung folgt (HZ. 1873, Bl. 559—AB. 1886, Bl. 9).

" Fig. 3. Betonwehr mit Quaderverkleidung des Kraftwerkes Evenstad in Norwegen. Der auf Felsgrund stehende Wehrkörper hat eine grösste Höhe von nahezu 14 m, und ist überdies noch mit einem Nadelwehr-Aufsatz versehen (ZfB. 1900, Bl. 51).

" Fig. 4. Betonwehr ohne Verkleidung im Rhein bei Rheinfelden (Schw. Bztg. 1896—ZfB. 1901, S. 103).

" Fig. 5—5a. Betonwehr in der Wupper für das Wasser- und Elektrizitätswerk der Stadt Solingen. Das Bauwerk steht teils auf Fels-, teils auf Kiesgrund, wobei die bezw. in Fig. 5 und Fig. 5a ersichtlichen Gründungsarten zur Anwendung kamen. Der Wehrkörper besteht aus ungepflastertem Stampfbeton und der Sturzboden, anschliessend an den Abfallboden zunächst aus einer gleichfalls ungepflasterten Verlängerung des Betonfundaments des Wehrkörpers, dann aus einer gepflasterten Steinschüttung von 4,5 m Breite, worauf noch ein ungepflasterter Steinwurf folgt. Auf der Oberwasserseite befindet sich ein Vorboden, bestehend aus einer konkav geböschten abgepflasterten Steinschüttung (ZfB. 1904, Bl. 32).

Ein weiteres Beispiel eines solchen in neuerer Zeit ausgeführten Betonwehres von eigenartiger Anordnung zeigt die nebenstehende Textfigur 45. Es ist dies die Wehranlage für das Wasserwerk des Freih. v. Faber an der Rednitz in Stein bei Nürnberg. Dieses Bauwerk ruht auf Felsboden, und wurde durch Abschliessung der Baugrube durch Fangedämme im Trockenen hergestellt. Hierbei wurde zuerst die Sohle, welche Vertiefungen bis zu 1 m zeigte, mittels Stampfbeton sorgfältig geebnet, und darauf der eigentliche Wehrkörper zwischen hölzernen Verschalungswänden aufgeführt. Dies geschah durch schichtenweises Einstampfen von Beton

Fig. 45.

1: 129.

Betonwehr über die Rednitz in Stein bei Nürnberg.

mittels eiserner Stössel. Nach Erhärtung des Betons und Entfernung der Schalung wurden alle sichtbaren Flächen mit einer wasserdichten Putzschicht überzogen.

Das Wehr hat eine Gesamtlänge von 50 m und eine Höhe von 3,2 m, bei 2 m Überdruck. In der Mitte befindet sich eine später besprochene Freischleuse von 6 m Lichtweite und 1,54 m Höhe welche von zwei kräftigen Betonpfeilern eingefasst ist.

Die Anlagekosten beliefen sich auf 24000 Mk., wovon zwei Drittel auf die Betonarbeiten, und ein Drittel auf die Abdämmung, Wasserhaltung und sonstige Nebenarbeiten entfielen („Der Bautechniker, Wien 1895“ — ZfT. 1895, N:o 29).

Manchmal werden die vom Wasser berührten Flächen der Betonwehre mit Holzbekleidung versehen, was namentlich bei geschiebeführenden Flüssen erforderlich sein kann, wenn nicht eine Werksteinverkleidung zur Anwendung kommt. Beispiele dieser Art sind die folgenden:

Taf. 4, Fig. 6. Überfallwehr des Elektrizitätswerkes an der Sihl bei Zürich. Da der Untergrund hier aus Moränenschotter besteht, so ist ausser der Wehrkrone auch der Sturzboden auf 5,5 m Breite in Holz abgedeckt. Der doppelte Bohlenbelag des letzteren ruht auf einem Holzrost der in der Moräne durch Eisenstangen verankert ist (ZfB. 1901 S. 112).

„ Fig. 7. Betonwehr mit Holzbekleidung in der Etsch des Kraftwerkes Meran-Bozen (ZfB. 1901, S. 126).

Bezüglich der Anwendung von Eisenbeton im Wehrbau mögen folgende Beispiele angeführt werden:

Taf. 4, Fig. 8—8c. Wehranlage des Elektrizitätswerkes von Avignonnet im Flusse Drac. Dieses grossartige Überfallwehr hat von der untersten Kante der Fundamente bis zur Wehrkrone eine Höhe von 26,25 m und von der Unterwasserfläche bis zur Wehrkrone eine Höhe von 16,75 m. Der Wehrkörper besteht aus Beton, mit einer Quaderverkleidung von 0,5 bis 0,6 Dicke an den vom Wasser berührten Flächen. Da der Felsboden sich in so grosser Tiefe befindet, dass die Niederführung der Fundamente bis zu demselben untunlich war, so geschah die Gründung in der in Fig. 8 ersichtlichen Weise auf festem Schotter, der mit Sand gemischt und vollkommen wasserdicht ist.

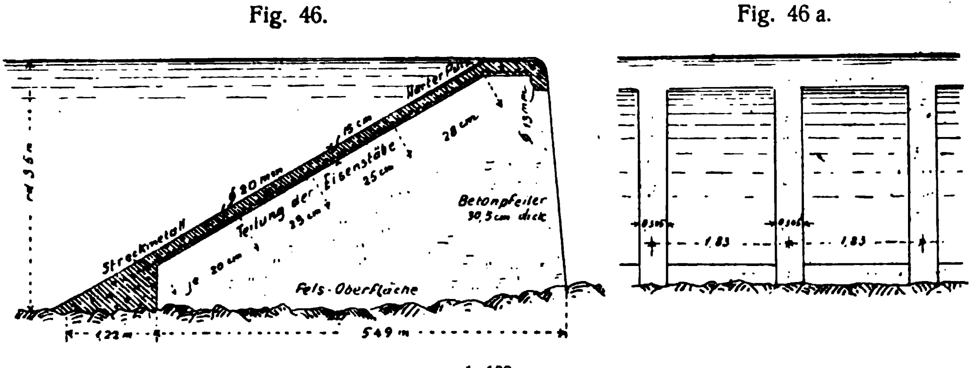
Der Sturzboden besteht aus einer in der Verlängerung des konkaven Abschussbodens gelegenen Decke aus Eisenbeton (armiertem Beton) von 20 m Breite, die entsprechend Fig. 8a auf einem Gerippe von Betonmauern von 1,4 m Dicke ruht. Dadurch dass dieser Sturzboden stromabwärts ansteigt, fällt der denselben verlassende Wasserstrahl erst in einer Entfernung von 20 m auf der Flussohle auf. Letztere ist unterhalb des Betonsturzbettes noch durch einen Steinwurf befestigt. Fig. 8b und 8c zeigen die Anordnung des Eisengerippes der armierten Decke bezw. auf der Strecke BC und AB (GC. 1903, 14 Nov., N:o 1118, S. 18, Pl. II).

Eine eigenartige Anwendung von Eisenbeton zeigt die in nachstehenden Textfiguren 46—46a ersichtliche, im Jahre 1903 ausgeführte Wehranlage in Theresa (New-York). Das Bauwerk ist auf festem Felsen aufgeführt, hat eine Länge von 36,6 m, eine Sohlenbreite von 6,71 m und eine Höhe von 3,5 m.

Der Wehrkörper besteht hier aus einer Reihe von Betonpfeilern von 30,5 cm Dicke, 5,49 m Länge in der Stromrichtung und einem gegenseitigen Abstand von 1,83 m von Mitte zu Mitte, die stromaufwärts im Verhältnis 1 : 1¾ geböscht und hier durch eine übergelegte Eisenbetonplatte von 15 cm Stärke und einen am Fusse vorgebauten massiven Betonkörper von 1,22 m Breite und 0,6 m Höhe mit einander verbunden sind. Die Platte erstreckt sich auch über die Krone, wo sie durch einen Betonbalken abgeschlossen, und mit hartem Putz überdeckt ist.

Die Eiseneinlagen der Platte bestehen in der Richtung quer über die Pfeiler aus sog. Thacher-Eisen (Rundeisen mit Einkerbungen) von 20 mm Stärke, die entsprechend dem nach unten zunehmenden Wasserdrucke von oben nach unten in vier Gruppen, jede mit je 5 Stäben mit bezw. 28, 25, 23 und 20 cm Abstand angeordnet sind. Der Beton der Platte besteht aus 1 Raumteil Portlandcement, 2 Teilen Sand und 4 Teilen Kalksteinschotter. Für den Fuss des Dammes und für die Pfeiler wurde der Beton im Verhältnis 1 : 3 : 6 bereitet.

Fig. 46. Fig. 46 a.



1: 100.
Eisenbeton-Wehr in Theresa (New York).

Die Pfeiler sind am Felsen durch eiserne Bolzen von 0,9 m Länge und 30 mm Dicke verankert; doch wurde an den Stellen wo die Oberfläche des Felsens besonders rauh war diese Verankerung fortgelassen. Der den Abschluss der Krone bildende 15 $\times$ 20 cm starke Betonbalken erhielt eine Armierung bestehend aus zwei Rundeisen von 13 mm Durchmesser. Bei Hochwasser liegt der Wasserspiegel etwa 1,8 m über der Krone.

Die Erbauung des Wehres geschah in 18 Arbeitstagen mit durchschnittlich 10 Mann, in welcher Zeit auch die Herstellung des Fangedammes und die Beseitigung des alten Holzwehres eingeschlossen ist. Die gesamte Menge des angewendeten Betons betrug 95 cbm. Die Kosten dieses Bauwerkes sollen nicht wesentlich höher gewesen sein, als für ein Holzwehr gleicher Grösse (Engg. Nws. 1903, 5. Nov. — DB. 1904, S. 20 — Beton & Eisen 1904, S. 21).

Die Wangen der halbmassiven und massiven Wehre sind von gleicher Art wie die früher besprochenen massiven Wangen der hölzernen Wehre.

b. Bewegliche Wehre.

Bewegliche Wehre werden an Stellen angelegt, wo eine zeitweilige Senkung des aufgestauten Wasserspiegels erforderlich ist. Dies ist namentlich dort der Fall, wo bei der erforderlichen Wehrhöhe durch Hochwässer schädliche Überschwemmungen eintreten könnten, sowie dort wo Flösse durchgelassen werden sollen, und wo bei höheren Wasserständen für die Schiffahrt ein Aufstau nicht erforderlich ist, sodass die zeitraubende Benutzung der für den Durchgang der Schiffe sonst erforderlichen Kammerschleuse vermieden werden kann.

Im allgemeinen bestehen die beweglichen Wehre aus einfachen Wänden, deren einzelne Teile zur Vergrösserung des Durchflussprofils entweder in lotrechter Richtung gehoben, oder um eine wagrechte oder lotrechte Achse gedreht werden. Zur ersteren Art gehören die Dammbalkenwehre, Schützenwehre und Nadelwehre, und zur letzteren Art die Klappenwehre. Ausserdem gibt es noch besondere, zu keiner dieser Kategorien gehörende Wehrarten, wie das in neuerer Zeit zur Anwendung gekommene Walzenwehr. Ferner unterscheidet man auch bewegliche Wehre die von Hand oder mit Maschinenkraft zu öffnen sind, und solche die sich selbsttätig öffnen, eventuell auch schliessen.

Die beweglichen Wehre müssen für den wasserdichten Abschluss gegen die Sohle einen festen Unterbau erhalten, der entweder ganz unter der Sohle liegt oder sich entsprechend hoch über dieselbe erhebt, und nach Art der festen Wehre aus Holz oder aus Mauerwerk, bezw. Beton, mit entsprechender Versicherung gegen Unterspülung und Auskolkung des Sturzbodens, ausgeführt ist. Den seitlichen Abschluss bilden entweder Wangen gleicher Art wie bei den festen Wehren, wodurch sich die beweglichen Wehre an die Ufer anschliessen, oder Pfeiler, welche den Anschluss an die festen Wehrteile vermitteln, wenn das Stauwerk teils fest teils beweglich ist.

Dem Zwecke nach dienen die beweglichen Wehre entweder als eigentliche Wehre in Flüssen, wobei sie sich über den ganzen Fluss oder über einen grösseren Teil desselben erstrecken, oder bezwecken dieselben als sog. Schleusen ein zeitweiliges Öffnen eines kleineren Teiles fester Wehre (Freischleusen oder Freiarchen, und Grundschleusen oder Grundablässe), oder ein zeitweiliges Schliessen der vom Oberwasser abgezweigten Leitungen (Einlass-Schleusen), sowie den Aufstau des Wassers in Bewässerungskanälen (Stauschleusen). Anlagen gleicher Art werden auch für den Abschluss der Deichöffnungen (Auslass-Schleusen, Entwässerungsschleusen — siehe „Wasserbau“ IV. Teil), sowie bei den Schiffahrtskanälen als Speise- und Entlastungsschleusen (siehe „Wasserbau“ II. Teil) benutzt.

Dammbalkenwehre.

Bei diesen Wehren besteht die stauende Wand, je nach der Stützweite und Druckhöhe, aus hochkantig auf einander gestellten Bohlen (Setzbohlen, Einlegpfosten), oder aus auf einander gelegten Balken (Einlegbalken), die sich an den Enden gegen hölzerne Ständer (Griesständer) oder steinerne Pfeiler (Griespfeiler) stützen, und in an diesen angebrachten Falzen gesenkt und gehoben werden können. Letzteres geschieht durch Handkraft oder mittels Winden oder Krane, wobei die Bohle oder der Balken gleichzeitig an zwei mit

Haken etc. versehenen Punkten gefasst wird. Hierdurch kann der Stau beliebig geregelt werden. Ausserdem kann auch die Beseitigung der ganzen Wand auf einmal selbsttätig durch den Wasserdruck geschehen.

Die Dammbalkenwehre haben den Vorteil der Einfachheit und Billigkeit, jedoch den Nachteil der Unbequemlichkeit der Handhabung, namentlich bei grösserer Stützweite. Da zur Beseitigung der Balken ein verhältnismässig grosser Zeitaufwand erforderlich ist, so kann dies bei plötzlich eintretendem Hochwasser zu Überschwemmungen Anlass geben.

Taf. 4, Fig. 8—8 b. Setzbohlen-Entlastungsschleuse beim Zuleitungskanal der Borker Heide. Die Bohlen greifen hier zur Vermeidung des Verwerfens mit Feder und Nut in einander, was aber gewöhnlich bei Dammbalkenwehren nicht üblich ist. Zum Emporziehen der Bohlen sind dieselben entsprechend Fig. 8 a und 8 b mit Haken versehen, in welche die Enden eines entsprechend Fig. 8 über Rollen laufenden Zugseils eingehängt werden (ZfB. 1856, Bl. 11).

„ Fig. 9—9 e. Selbsttätiges Setzbohlenwehr als Aufsatz auf einem festem Wehre. Die erste Bohle b_1 lehnt sich am Widerlager gegen eine lotrechte eiserne Stange *a*, welche mit dem unteren Ende in eine Bodenplatte gesteckt ist und oben in eine mit dem Handrad *S* versehene Schraubenspindel endet, wodurch die Stange emporgezogen werden kann. Zur Deckung der Fuge gegen das Widerlager wird ein kürzeres Bohlenstück *c* benutzt (Fig. 9 b). Am unteren Ende stützt sich die Bohle b_1 gegen einen durch die stellbare Strebe *s* gestützten, daher umlegbaren — oder sonst auch festen — Ständer *e*. Die folgende Bohle b_2 stützt sich mit dem einen Ende gegen die vorhergehende, und mit dem anderen wieder gegen einen solchen Ständer u. s. w.

Wird daher die Stange *a* emporgezogen, wodurch die Bohle b_1 auf jener Seite die Stütze verliert, so wird dieselbe durch den Wasserdruck abgeschwenkt, wodurch wieder die folgende Bohle b_2 die bezügliche Stütze verliert und fortgeschwemmt wird u. s. w. Da die Bohlen durch die Ketten *k* mit den unteren Enden der Streben *s* verbunden sind, so werden diese von den fortgeschwemmten Bohlen ausgerückt und die Ständer *e* niedergelegt (ÖW. 1884, S, 181).

„ Fig. 10. Selbsttätiges Setzbohlenwehr mit zwei Bohlenreihen über einander, wobei die obere Reihe zuerst, unabhängig von der unteren beseitigt werden kann. Zu dem Behufe werden die ersten zwei über einander stehenden Bohlen *b* und *b'* am Widerlager wie im vorigen Falle durch eine in lotrechter Richtung verschiebbare Stange festgehalten, welche hier auf der Oberwasserseite liegt und mit je zwei Haken z_1 und z_2 versehen ist, die in entsprechende, an den Bohlen befestigte Ringe eingreifen. Durch Niederschieben der Stange werden diese Verbindungen gelöst, und zwar zuerst bei der oberen Bohle wo die Zapfen kürzer sind, worauf erst nach fortgesetzter Bewegung der Stange die untere frei werden kann. Im Übrigen geschieht die Stützung der Bohlen in gleicher Weise wie im vorigen Falle, nur müssen hier die Ständer *e* so hoch sein, dass sie auch die obere Bohlenreihe stützen (ÖW. 1884, S. 181).

„ Fig. 11—11 c. Das Mláker-Wehr im Neubach bei Wittingau in Böhmen. Diese Wehranlage ist aus einem in der Stromrichtung laufenden festen Überfallwehr *AB* (Fig. 11) und zwei winkelrecht dagegen liegenden beweglichen Wehren *AC* und *DB* gebildet. Letzteres ist ein Setzbohlen-Wehr von der in den Figuren 11 b bis 11 c ersichtlichen Anordnung, nämlich entsprechend Fig. 11 b aus einem festen Überfallwehr als Unterbau, und einem Setzbohlen-Aufsatz bestehend, wobei sich die Bohlen gegen Griesständer in Form von beweglichen hölzernen Böcken nach Poirée's System stützen, die in die Wehrkrone niedergelegt werden können.

Fig. 11 d zeigt die Art der Handhabung der Bohlen mittels eines Wehrhakens *H*, und Fig. 11 e die Art des Aufstellens der durch Klappen zu einer Laufbrücke mit einander verbundenen Böcke (AB. 1897, Bl. 36).

Taf. 4, Fig. 12—12 a. Setzbohlenwehr mit eisernen Poirée'schen Böcken im Moskva-Flusse bei Pererva. Hier ist vor jedem Bock ein hölzerner Ständer niedergesenkt, welcher in der Mitte der Länge nach mit einer Leiste versehen ist, wodurch die für die Bohlen *b* erforderlichen Falze gebildet sind. Die gegenseitige Entfernung der Böcke beträgt 1,25 m. Zum Fassen der Bohlen sind dieselben mit je zwei durchgeschobenen hölzernen Zapfen versehen, und werden zum Heben und Niederschieben derselben zwei Stangen mit Haken benutzt (Zdl. 1882, Taf. XXXI).

„ Fig. 13—13 b. Setzbohlenwehr mit beweglichen Böcken von Janicki. Diese Böcke bestehen aus doppelten Rahmen, welche in der Stromrichtung niederzulegen sind, und von Streben gestützt werden, die sich an der Sohle gegen eiserne Schuhe mit Gleitrinne stemmen (Fig. 13). Beim Ausrücken der Streben gleiten dieselben in die Rinnen und der Bock fällt nieder. Zum Aufrichten der Böcke und zum Einlegen und Ausheben der Bohlen dient entsprechend Fig. 13 a ein fahrbarer Kran, der auf einem über die Böcke gelegten Gleis bewegt wird (AB. 1884, Bl. 48).

Als Beispiel eines Dammbalkenwehres gewöhnlicher Art diene die in nachstehenden Textfiguren 47—47 b dargestellte Schleuse des früher beschriebenen Betonwehres über die Rednitz in Stein bei Nürnberg. Das Ausheben der Balken geschieht hier durch zwei Mann von den Pfeilern aus, mittels Wehrhaken.

Fig. 47.

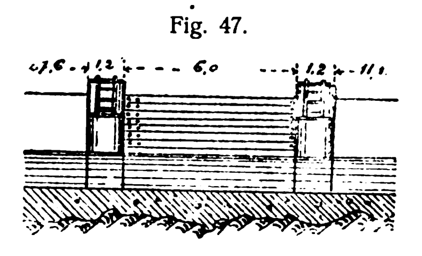
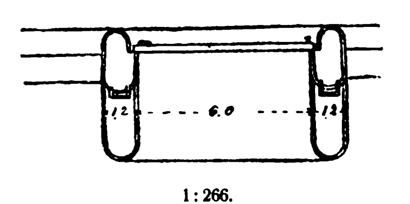
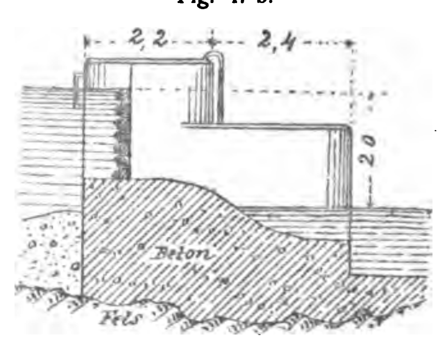


Fig. 47 a.



1 : 266.

Fig. 47 b.



1 : 133.

Dammbalkenschleuse beim Wehr über die Rendnitz in Stein bei Nürnberg.

Taf. 5, Fig. 1—1 c. Auslass-Schleuse mit Dammbalken von 6,5 m Länge im Haffstaudeich der Eindeichung des Memeldeltas. Die Balken werden von der über die Schleuse führenden Fahrweg-Brücke aus gehandhabt. Fig. 1 b und 1 c zeigen die Anordnung und Aufhängung der Balken (ZfB. 1902, Bl. 14).

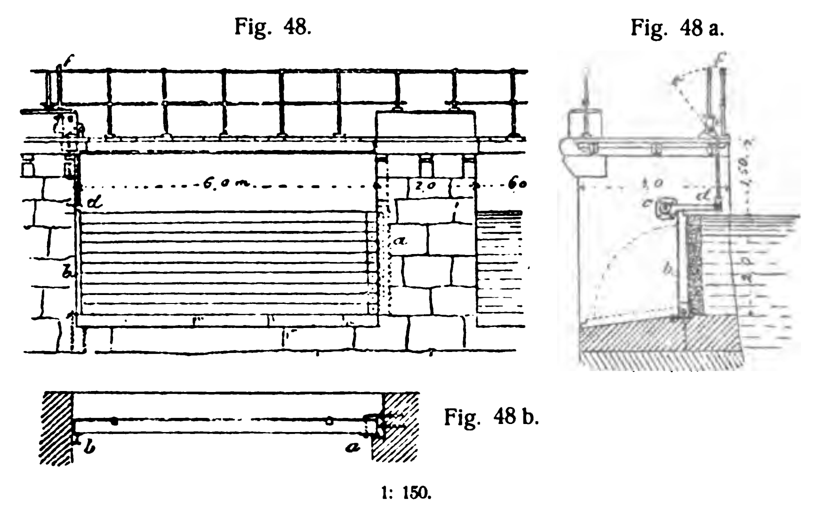
„ Fig. 2—4 a. Verschiedene Arten der Aufhängung der Dammbalken, behufs Einsetzens und Emporziehens derselben. Der Balken wird hierbei an zwei Punkten erfasst, und ist derselbe an diesen Punkten, um die Dichtigkeit des Verschlusses nicht zu beeinträchtigen, mit versenkten umlegbaren Ringen (Fig. 2), Haken (Fig. 3) oder Bolzen (Fig. 4) versehen, welche entsprechend

Fig. 2 mittels eines Wehrhakens erfasst, und durch diesen unmittelbar, oder mittels einer angehängten Kette und Winde oder Kran emporgezogen werden. Beim Einlegen im Wasser werden zur Überwindung des Auftriebes die Balkenenden mittels angesetzter Pfosten niedergestossen.

„ Fig. 5—5 a. Dammbalken mit Rollen beim Dammbalkenwehr an der Einfahrt zum Flosshafen der Moldau auf der Kaiserwiese in Prag. Das Wehr dient zur Absperrung des 11,0 m weiten Einlaufes zum Hafen gegen Hochwasser und Eisgang. Die 11,5 m langen Einlegbalken haben einen Querschnitt von 25 × 30 cm und sind zur Erleichterung des Aufziehens am Anschlag mit Rollen versehen, wodurch statt des sonst vorkommenden gleitenden, hier rollender Reibungswiderstand zu überwinden ist. Die Bewegung geschieht mittels zweier Krane von einen über den Falzen laufenden leichten eisernen Steg aus (AB. 1899, S. 5).

„ Fig. 6. Selbstätiges Dammbalkenwehr, wobei sich die Balken *a* einerseits gegen einen festen Falz, am anderen Ende aber gegen einen beweglichen Ständer *b* stützen, welcher unten um ein Scharnier drehbar ist, am oberen Ende dagegen durch einen Riegel *c* aufrecht erhalten wird. Sobald daher der Riegel zurückgezogen wird, fällt der Ständer um, und die Balken werden durch den Wasserdruck zur Seite geschwenkt. Um ihr Fortschwemmen zu verhindern kann jeder derselben mittels einer Kette auf der Seite des festen Falzes angehängt sein.

Eine solche Anordnung erhielten z. B. die Dammbalken-Aufsätze der Talsperre des in neuerer Zeit erbauten Stauweihers von Wierowitz in Mähren (Textfig. 48—48 b).



Selbstöffnende Dammbalken-Aufsätze bei der Talsperre des Stauweihers von Wierowitz.

Diese Anlage besteht aus vier Überfallöffnungen von je 6 m Weite, deren jede mit 2 m hohen Dammbalken-Aufsätzen versehen ist. Die Balken sind entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten zu dicker dimensioniert, und lehnen sich mit dem einen Ende an den Vorsprung *a* des gemauerten Pfeilers, mit dem anderen dagegen an einen **I** Eisen-Ständer *b*, welcher am unteren Ende gegen eine horizontale Drehungsachse, und am oberen gegen einen Vorsprung des Hebels *cd* gestützt ist. Wenn daher durch Bewegung des Handhebels *fe* mittels der Zugstange *ed* der Hebel *cd* gehoben wird, so fällt der Ständer *b* um, und wird hierbei durch eine am unteren Ende desselben angebrachte Winkeleisen-

Knagge der unterste Balken, und damit auch die anderen, etwas gehoben und durch den Wasserdruck fortgerückt. Dieselben legen sich dann an Ketten hängend, an das entgegengesetzte Widerlager (ÖM. 1895, S. 177).

Taf. 5, Fig. 7—7 b. Dammbalkenwehr von Girardon, angewendet in der Loire. Hier stützen sich die 4 m langen Dammbalken mit dem einen Ende gegen die festen Falze der 8 m weiten Öffnung, und mit dem anderen gegen einen gemeinsamen, in der Mitte der Öffnung befindlichen beweglichen Ständer, bestehend aus einem von der umlegbaren Strebe *s* gestützten, unten mit einer Drehachse versehenen T Eisen. Wenn daher diese Strebe durch die Kette *k* vom Widerlager aus losgerückt wird, so fällt der Ständer um, und die Balken werden nach den Widerlagern hingeschwemmt, wo sie durch die Ketten *m* festgehalten werden (ZfB. 1879, Bl. N—AB. 1884, Bl. 48).

" Fig. 4. Dammbalkenwehr mit drehbarem Widerlags-Ständer. Die Dammbalken *a* stützen sich hier gegen den um eine lotrechte Achse in die punktierte Lage drehbaren Ständer *b*. Derselbe wird durch vorgelegte Keile oder andere Sperrvorrichtungen in der gezeichneten Lage erhalten.

Der Ständer kann auch zum Ausheben eingerichtet sein, indem er mit dem unteren Ende in eine im Boden angebrachte Vertiefung gesteckt wird (vergl. Taf. 4, Fig. 9 b—9 c). Diese Anordnung hat aber den Nachteil, dass die Vertiefung durch Sinkstoffe leicht verstopft wird.

Schützenwehre.

Die Schützenwehre bestehen aus Wänden, welche wie bei den Dammbalkenwehren durch Griesständer oder Griespfeiler von einander geschieden sind, in deren Falzen aber zusammenhängende Bohlen- oder Blechtafeln, von grösserer Höhe (sog. Schützen) eingelegt sind, und in lotrechter Richtung auf und nieder geschoben werden. Die Schützen sind ein- oder mehrteilig, letztere aus zwei oder mehreren über einander gestellten Tafeln bestehend.

Besondere Arten bilden die aus lose an einander gefügten Stäben zusammengefügten, auf- und abzurollenden Rolladenschützen, sowie die aus einem Zylindersegment mit wagrechter Achse bestehenden Zylinderschützen, die durch Bewegen um diese Achse gehoben und gesenkt werden.

Die für die Schützentafeln als Stützen dienenden Griesständer oder Griessäulen sind gewöhnlich fest, und sind dann mit dem oberen Ende an einem durchgehenden wagrechten Holm (Griesholm) und mit dem unteren Ende an einer Grundschwelle (Fachbaum) befestigt, sowie stromabwärts durch Streben gestützt. Anstatt fester Griesständer werden aber an Stellen wo dieselben zeitweise hinderlich wären (bei Eisgang etc.) bewegliche Losständer oder Böcke verwendet, die bezw. aus dem Wasser emporgezogen, oder auf die Wehrsohle niedergelegt werden können.

Die Bedienung der Schützen geschieht von einem Gehsteg (Laufsteg) oder einer Fahrbrücke aus, für welche bei mehreren Öffnungen entweder Konsolen an den Griesständern, besondere Joche, bezw. Steinpfeiler, oder bewegliche Böcke angeordnet sind.

Die Bewegung der Schützen geschieht je nach der erforderlichen Kraft, aus freier Hand, mittels eines Hebels (Wuchtbaums), oder mittels Winden verschiedener Konstruktion, wobei die Schütze entweder an Ketten oder an Zahnstangen hängt. Die letztere Anordnung hat den Vorteil, dass dabei auf die Schütze auch von oben ein Druck ausgeübt werden kann, was mitunter, bei Klemmungen durch Eisbildung etc., erforderlich ist.

Zur Erleichterung des Aufziehens kann der Reibungswiderstand in den Falzen durch Anbringung von Rollen zwischen Schütze und Falz vermindert werden (Rollschützen), nebstdem man aus diesem Grunde die Schütze auch aus mehreren von einander unabhängig aufzuziehenden Teilen bestehen lässt, oder derselben die Form eines Zylindersegments gibt, auf dessen Achse der Wasserdruck übertragen wird.

Gewöhnliche hölzerne Schützen.

Taf. 5, Fig. 9—10. Kleinere Schützenwehre (Stauschleusen), wie solche z. B. bei den Bewässerungsanlagen an der Aurach bei Waizendorf und am Izfluss bei Baunach in Anwendung sind. Man verwendet zu dem Zwecke auch Schützen aus Blech (Frdr.).

„ Fig. 11—14 a. Emporziehen kleinerer Schützen mittels Hebel. Bei den Anordnungen Fig. 11 bis Fig. 13 wird nach jedem Hub des Hebels H der Vorsteckzapfen versetzt, wobei die Schütze durch den Wasserdruck in der jeweiligen Lage erhalten wird. — Fig. 13—13 a ist eine in den nordischen Ländern

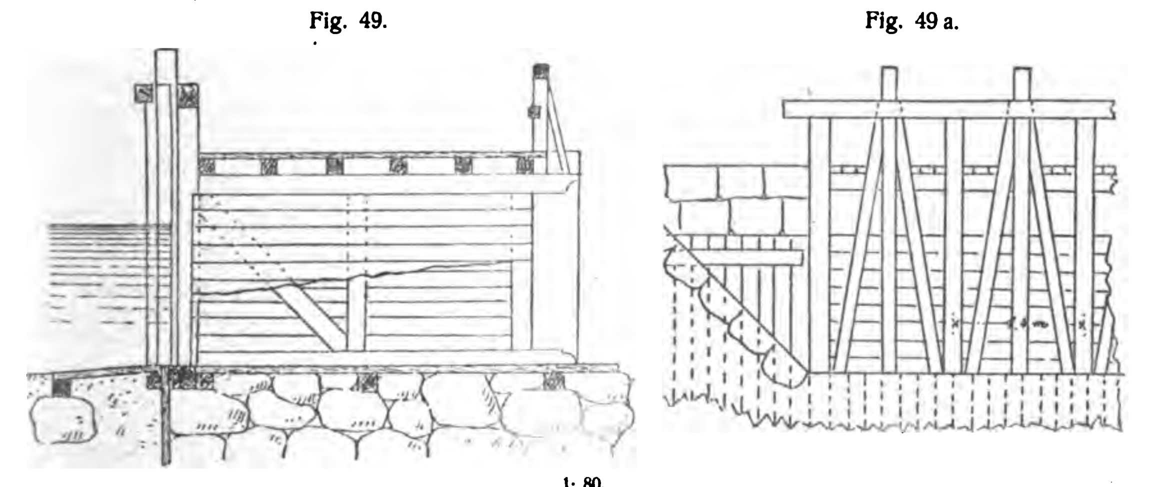


Fig. 49. Fig. 49 a.

1: 80.

Schützenwehr am Hjelmarn-See bei Rosenholm (Schweden).

bei den Einlass-Schleusen von Werkkanälen u. s. w. oft angewendete Anordnung. Die Schütze hängt hier an einem hölzernen Stiel a, in welchem eine gelochte Flacheisenstange eingelassen ist. Diese Löcher dienen zum Einsetzen einer gabelförmigen Klinke b, wodurch die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten wird, während zum Emporziehen eine eiserne Stange H als Hebel zur Anwendung kommt, welche unter der Gabel in eines der Löcher gesteckt und gegen den

Rücken *d* gestützt wird. Auf der entgegengesetzten Seite stützt sich der Schützenstiel gegen eine Rolle *r*. Eine solche Einrichtung ist beispielsweise bei der in vorstehenden Textfiguren 49—49 a ersichtlichen Schützenwehr-Anlage zur Regelung der Wasserstände im Hjelmarn-See bei Rosenholm in Anwendung (IFF. 1887).

Taf. 5, Fig. 15—15a. Schützenwehr mit gemauerten Griespfeilern (Haupteinlassschleuse zu den Bewässerungsanlagen am Itzfluss bei Baunach). Die Aufzugsvorrichtung besteht aus einer Zahnstange, welche durch ein Zahnradgetriebe mit Kurbel in Bewegung gesetzt wird (Frdr.).

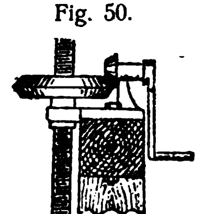
„ Fig. 16—16a. Gewöhnliches Zahnstangengetriebe, mit Zahnrad-Vorgelege (Ch.-Pr.).

„ Fig. 17. Aufzugsvorrichtung bei der Wehr-Anlage bei Hyndevad am Hjelmarn-See. Die Schützen haben auch hier nur einen hölzernen Stiel, an dem aber eine Zahnstange angeschraubt ist, in welche ein mittels Schnecke und Kurbel bewegtes Zahnrad eingreift. Die Wehrjoche bestehen hier aus durchbrochenen Gusseisenständern (IFF. 1887).

„ Fig. 18. Aufzugsvorrichtung für kleinere Schützen, bestehend aus einer Schraubenspindel, welche durch eine am Griesholme aufsitzende, mit Handhaben versehene Schraubenmutter in Bewegung gesetzt wird.

Statt dessen kann es bequemer sein, den in nebenstehender Textfig. 50 ersichtlichen Kurbelapparat anzuwenden (Ch.).

Fig. 50.



Schraubenaufzug für Schützen.

„ Fig. 19—19c. Grösseres Schützenwehr zusammen mit einer hölzernen Strassenbrücke, deren Joche die Griesständer tragen (Einlass-Schleuse zu den Meliorationsanlagen der Borker Heide). Die Schützen sind mit zwei Ketten an einer hölzernen Welle angehängt, durch deren Drehung die Bewegung der Schützen geschieht. Fig. 19b—19c zeigt die Anordnung der für die Aufzugswelle angewendeten Sperrvorrichtung, bestehend aus einem am Ende der Welle befestigten Sperrad *a*, in welches ein an der Griessäule angebrachter Sperrkegel *b* eingreift. Die Bewegung der Welle geschieht mittels zweier Vorsteckhebel, wie in der folgenden Figur zu ersehen (ZfB. 1856, Bl. 8 & 9 — AB. 1852, Bl. 495).

„ Fig. 20—20a. Hölzerne Aufzugswelle, welche auf dem Griesholme in eisernen Lagern ruht. Beim Emporziehen der Schütze werden zwei Hebel *c* und *d* abwechselnd in die entsprechenden Löcher der Welle gesteckt. Durch die Sperrvorrichtung *abg* wird die Schütze in beliebiger Höhe festgehalten (Pr.).

„ Fig. 21—21b. Schleusenwehr am Oosbach in Baden, wobei jede Schützenkette auf einer besonderen eisernen Trommel aufgewickelt wird, von denen je zwei auf einer gemeinsamen Welle sitzen. Die Trommel (Fig. 17b) besteht aus zwei Scheiben mit dazwischen genieteten Speichen aus Rundeisen, zwischen denen die Aufzugshebel durchgesteckt werden. Die Trommeln sind mit der gleichen Sperrvorrichtung versehen, wie im vorigen Falle (AB. 1853, Bl. 550).

Die nachstehenden Textfiguren 51—51d zeigen eine zweckmässige und oft angewendete Anordnung des Bewegungsmechanismus bei Schützen mit doppelter Zahnstange. Der Antrieb geschieht durch ein Zahnrad-Vorgelege, das durch eine Schnecke mit Kurbel in Bewegung gesetzt wird. (Uhland, Der prakt. Masch. Constr. 1893, S. 14). —

Um eine grössere Kraft zu entwickeln wird anstatt der Kurbel auch ein Handrad von grösserem Durchmesser mit radialen Handhaben wie bei den Steuerrädern angesetzt (ZdI. 1900, S. 1348 — ÖZ. 1892, Taf. XL — ZfB. 1900, Bl. 56).

Ein anderes Schützenwehr ähnlicher Art zeigt die aus den folgenden Textfiguren 52 & 52a ersichtliche Stauschleusen-Anlage in der Ocker bei Müden.

Dieselbe besteht aus zwei Öffnungen von je 9,0 m Weite, mit einem gemauerten Zwischenpfeiler *P* von 2,5 m Dicke. Jede dieser Öffnungen ist durch acht Losständer in neun Schützenfelder von je 1,3 m Weite geteilt. Die Schützen bestehen aus Bohlen von 8 cm Dicke und hängen an einem kräftigen hölzernen Stiel an welchem eine eiserne Zahnstange befestigt ist. Der Antrieb der letzteren geschieht durch Bewegung des Schneckenrades *m*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *c*, wodurch das Zahnradpaar *n* und damit das die Zahnstange betätigende Zahnrad *z* in Bewegung gesetzt wird. Auf der Rückseite lehnt sich der Schützenstiel gegen die Leitrollen *R*, *u* und *v*, erstere gegenüber dem Zahnrad *Z*, während die letzteren auf einem besonderen Gerüst angebracht sind.

Die Losständer bestehen aus Blech und Winkeleisen und hängen mittels Gelenke an der die Öffnung überspannenden Blechbrücke. Von denselben sind je zwei durch Quer- und Diagonalverbände zu einem Rahmen vereinigt, welcher durch eine über die Rollen *r* und *s* laufende Kette *e* unter die Brücke emporgezogen werden kann. Dies geschieht durch Aufwinden der Kette auf die Trommel *T*, welche durch das Schneckenrad *o*, bezw. durch Ansetzen der Kurbel *K* bei *d* in Bewegung gesetzt wird (HZ. 1883, Bl. 31 & 32).

Fig. 51. Fig. 51 a.

1: 70.

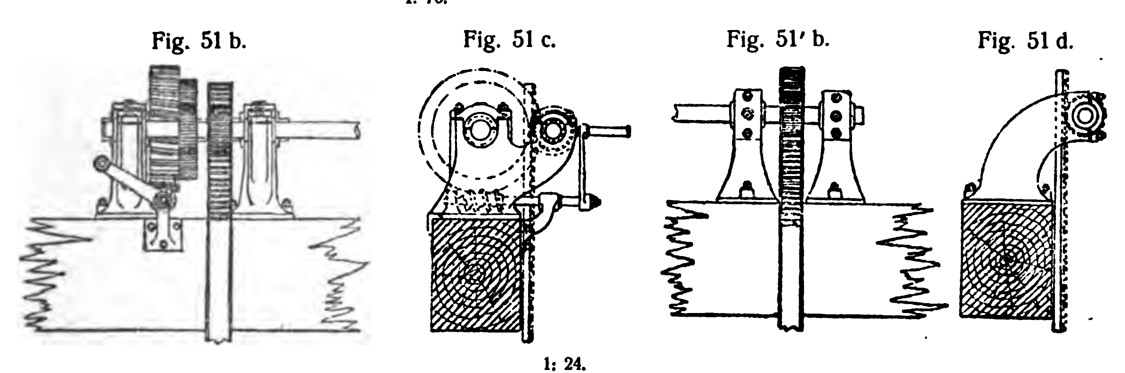


Fig. 51 b. Fig. 51 c. Fig. 51' b. Fig. 51 d.

1: 24.

Schleuse bei der Wasserkraft-Anlage der Domäne Senftenberg zu Lititsch in Böhmen.

Taf. 5, Fig. 22—22 c und
Taf. 6, Fig. 1. Schützenwehr mit aufzuklappenden Schützen in der Oder bei Oppeln (Oder-Kanalisierung). Die 1,92 m breiten und 2,5 m hohen Schützen bestehen aus Bohlen von 0,1 m Dicke und werden hier an je zwei in Kugellagern hängenden Schraubenspindeln durch einen Mechanismus gehoben, dessen Einzelanordnung in Taf. 6, Fig. 1 zu ersehen ist. Beim Anheben wird die Kurbel zuerst am Zapfen *A*, und nach Abnahme des Widerstandes zur Beschleunigung des

Hebens bei *B* angesetzt. Die Schützen sind in drei Viertel der Höhe mit Scharnieren versehen, so dass der untere Teil, wie in Fig. 22 punktiert angedeutet, emporgeklappt werden kann (AB. 1898, Bl. 4).

Taf. 6, Fig. 2—2 h. Schützenwehr mit Losständern im fürstlichen Park zu Pless (Preussen). Diese Anlage besteht aus einer freien Öffnung von 9,45 m zwischen den gemauerten Wangen, welche durch zwei Losständer in drei Schützenfelder geteilt ist. Die Schützen haben 3,17 m Breite und 1,03 m Höhe, und sind aus gespundeten Bohlen von 9 cm Dicke zusammengesetzt. Dieselben hängen an zwei Ketten von 8 mm Dicke, welche über zwei Rollen zu einer über der Mitte der Schütze befindlichen Windetrommel geführt sind, und von denen die eine

Fig. 52.

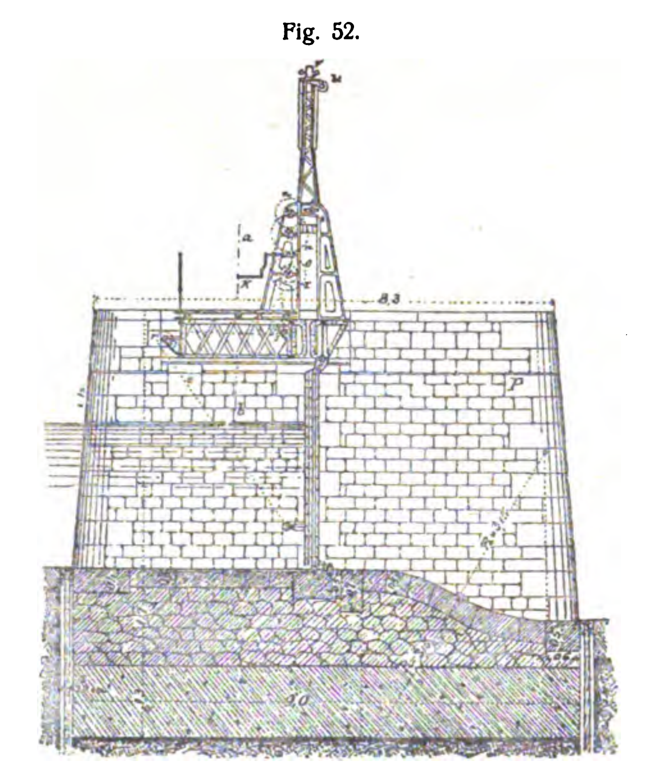
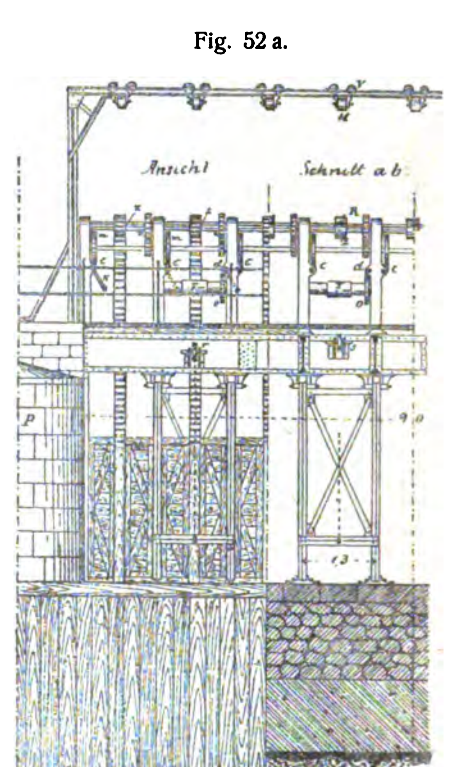


Fig. 52 a.



1: 135.
Stauschleuse in der Ocker bei Müden.

zum wagrechten Einstellen der Schütze mit einem Schraubenschloss versehen ist (Fig. 2). Der Bewegungsmechanismus ist aus Fig. 2 c—2 e zu ersehen. Die Bedienung der Schützen geschieht von einer, auf der Seite des Oberwassers gelegenen eisernen Brücke aus, welche die ganze Öffnung überspannt, und unter welche die Losständer emporgeschwenkt werden (Fig. 2 a). Letztere bestehen aus einem ⊢⊣ Eisen von 177. 84. 8 mm mit zwei angenieteten Winkeleisen von 59. 59. 8 mm (Fig. 2 b), und hängen oben in einem Gelenk (Fig. 2 a, 2 f, 2 g), während sie sich unten gegen einen gusseisernen Schuh stützen (Fig. 2 f, 2 h). Das Aufziehen der Losständer bedingt hier mit Rücksicht auf den Eisgang keine Schwierigkeit, da das Aufeisen bei eintretendem Tauwetter stets rechtzeitig erfolgen kann.

Um dem Auftriebe entgegenzuwirken sind die Schützen mit wagrechten Flacheisen als Ballast beschlagen (ZfB. 1888).

Eiserne Schützen und Rollschützen.

Die eisernen Schützen bestehen aus einem Walzeisenrahmen (aus L-, U- oder I Eisen), mit eventuellen Zwischenriegeln und der darüber gelegten, aus flachem Blech, Wellblech oder aus Bohlen bestehenden Abdeckung.

Zur Minderung des Widerstandes beim Aufziehen werden grössere Schützen oft mit Rollen versehen, mit denen sie sich gegen die Laufflächen der Falze stützen, wodurch statt des gleitenden der bedeutend kleinere, rollende Reibungswiderstand zu überwinden ist. Bezeichnet nämlich P den Druck der Schütze gegen die Falze und f den Reibungskoeffizienten für gleitende Reibung, so ist die zum Anheben gewöhnlicher gleitender Schützen erforderliche Kraft:

$$K = fP,$$

worin f etwa $= 0{,}5$ bis $0{,}6$. Dagegen ist bei Rollschützen, wenn f_1 den Hebelarm der rollenden Reibung und R den Rollenhalbmesser bezeichnet, bei Anwendung von Walzen ohne Zapfenreibung:

$$K = \frac{f_1 P}{R},$$

und bei Anwendung von Rädern mit Zapfen vom Halbmesser r, wenn μ der Reibungskoeffizient für Zapfenreibung:

$$K = \frac{(f_1 + \mu r) P}{R},$$

worin $f_1 = 0{,}48$ bis $0{,}87$ mm, $\mu = 0{,}2$ bis $0{,}5$, und r nebst R in mm auszudrücken sind.

Da die Rollschützen mit den Griesständern nur an den Aufliegepunkten der Rollen in Berührung kommen, so sind bei denselben zur Erreichung eines dichten Wasserabschlusses besondere Vorrichtungen erforderlich.

Taf. 6, Fig. 3—3 b. Schützenwehr in der Saale bei Fohrbau (Oberfranken), mit Schützen aus Wellblech und Griesständern aus Gusseisen. Die Schützen bestehen aus einem Winkeleisenrahmen von 3,60 m lichter Weite und 1,07 m Höhe, welcher mit Wellblech abgedeckt, und an den Seiten behufs dichten Anschlusses an die Griessäulen, mit Holzleisten belegt ist. Die Aufzugsvorrichtung besteht aus zwei Zahnstangen z, welche durch eine an die Zahnrad-Welle K angesetzte Kurbel gehoben oder gesenkt werden. Hierbei werden die Zahnstangen durch die an den Griesständern befestigten Federn f gegen die Zahnräder angedrückt (Frdr.).

„ Fig. 4—4 d. Schützenwehr mit eisernen Schützen im fürstlichen Park zu Pless (nach dem Entwurfe von Danckwerts). Diese Anlage besteht aus zwei Öffnungen von je 6,0 m lichter Weite, mit einem hölzernen Zwischenpfeiler, welche Öffnungen mit Schützen von 1,66 m Höhe versehen sind. Dieselben bestehen aus einem äusseren Rahmen nebst zwei wagrechten Zwischenriegeln aus I Eisen, und einer Blechabdeckung von 6 mm Stärke. Zur Vermeidung von Wasseransammlungen auf dem Stege eignen sich jedoch für die wagrechten Träger besser ⊓ Eisen. Die Wangen bestehen aus einem hölzernen Bohlwerk, und ist auch die über die Öffnungen führende Brücke aus Holz.

Die Aufzugsvorrichtung ist hier von gleicher Art wie bei Fig. 2. Um aber mit einem solchen Apparat den Aufzug so grosser Schützen zu ermöglichen, war es notwendig dieselben mit einer Rollvorrichtung zu versehen. Zu dem Behufe sind die hölzernen Griesständer mit ⊢⊣ Eisen belegt, auf welchen die Rollen laufen, und sind seitlich neben den Rollen, welche sich auf dem Flansch der Griesständer lotrecht bewegen (Fig. 4 d), in den hölzernen Teil der letzteren Flachschienen *a* keilförmig eingelassen, sodass sie in 2 m Höhe über dem Fachbaum um 50 mm in das Holz zurücktreten. Ebenso sind die lotrechten Endträger des Schützenrahmens keilförmig nach unten zulaufend hergestellt, indem von einem ⊔ Eisen der eine Flansch abgeschnitten, der Steg keilförmig bearbeitet, und ein Winkeleisen wieder angenietet ist. Dadurch ist bewirkt, dass die Schütze nur solange als sie unten auf dem Fachbaum aufsitzt, dicht schliesst. Sobald sie aber nur ein wenig lotrecht angehoben wird, entsteht zwischen den beiden schräg geneigten Dichtungsflächen ein Spielraum, welcher die rollende Reibung der Laufrollen wirksam werden lässt. Damit aber bei niedergelassener Schütze an den Gleitflächen nur eine so weit gehende Berührung stattfinde, als für den Abschluss des Wassers erforderlich, und der Wasserdruck dabei von den Rollen aufgenommen werde, so sind letztere in ihrer Entfernung von der Schützenwand entsprechend Fig. 4 b stellbar, indem sie in einem auf keilförmigen Gleitflächen anliegenden Rahmen sitzen, welcher durch Drehen der Schraubenspindel *f* mittels eines Stockschlüssels gehoben oder gesenkt werden kann (ZfB. 1888).

Taf. 6, Fig. 5—5 a. Grundablässe der Wehranlage des Elektrizitätswerkes Hagneck (Schweiz). Dieses neuere Stauwerk befindet sich am unteren Ende des bei Hagneck gelegenen, den Aare-Fluss mit dem Bieler See verbindenden Entwässerungskanals, und bezweckt die Nutzbarmachung der hier zur Verfügung stehenden Wasserkraft durch die im Lageplan Fig. 5 ersichtliche, an einem besonderen Werkkanal ausgeführte Turbinenanlage.

Die Wehranlage erstreckt sich über eine Gesamtbreite von 63,4 m und besteht aus vier Öffnungen, die zwischen zwei kräftigen, auf Beton bis tief unter die Flussohle gegründeten Widerlagern an beiden Ufern eingebaut sind. An das Widerlager rechts schliesst sich zunächst eine Flossgasse mit langgestrecktem Ablauf. Dieselbe wird durch eine Schütze abgeschlossen, die in der Nähe des Wasserspiegels eine Eisschütze zum Ablassen des Eises bei Eisgang trägt und mithilfe eines Elektromotors gehoben werden kann. An diese Flossgasse schliessen sich zwei je 10 m weite Grundablässe mit etwa 3 m tiefer liegender Schwelle, die sich zwischen drei auf eisernen Senkkasten gegründeten Steinpfeilern befinden. Ihr Abschluss erfolgt entsprechend Fig. 5 a durch zwei eiserne Rollschützen von je 10 m Weite und 6,45 m Höhe, deren beträchtliches Gewicht durch Gegengewichte ausgeglichen ist, so dass sie durch zwei Elektromotoren mit verhältnismässig geringem Kraftaufwand gehoben werden können.

Der übrige Teil des Wehres von 23 m Weite ist in der später beschriebenen Art durch Rolladen zu schliessen.

Zur Vermeidung von Auskolkungen bei offenen Grundablässen wurde ihre Sohle etwa 3 m über die Sohle des Kanals gelegt und ein langer Abfallboden angeordnet (ZdI. 1901, II, S. 937).

„ Fig. 6—11 a. Verschiedene Rollschützen-Anordnungen. Bei Fig. 6 sind die Rollen am Griesständer angebracht. Die Dichtung geschieht hier mittels eines die Fuge überdeckenden, an der Schütze befestigten Lederstreifens (AB. 1856—57). — Fig. 7 zeigt die Anordnung einer hölzernen Rollschütze bei steinernen Griespfeilern, wobei die an der Schütze angebrachten Rollen längs eines am Pfeiler befestigten Winkeleisens laufen. Die Dichtung ist hier wie im vorhergehenden oder wie im folgenden Beispiel zu denken. — Fig. 8 ist eine Rollschütze mit eisernem Rahmen und Bohlenbelag, wobei am ersteren ausser den

zur Aufnahme des Wasserdruckes bestimmten Rollen *a* auch noch seitliche Führungsrollen *b* angebracht sind. Die Abdichtung geschieht hier mittels einer losen Holzleiste *e*, welche durch den Wasserdruck gegen die Schütze und den in den Griespfeiler eingemauerten Pfosten *f* gepresst wird. Dieselbe wird nur durch die Arme *d* und die dieselben übergreifenden Klammern *r* mit der Schütze lose in Verbindung erhalten (CBl. 1885, S. 8, 227). — Fig. 9 zeigt die Anordnung der in ähnlicher Weise gedichteten Patent-Rollschütze der Firma J. Heyn in Stettin, die sich bei vielen Ausführungen gut bewährt hat. — Fig. 10—10 b ist eine in Frankreich angewendete Anordnung von Boulé, wobei die den Druck übertragenden Rollen in Kugellagern laufen, wodurch der Reibungswiderstand möglichst reduziert ist, und wobei auch seitliche Führungsrollen angebracht sind. Die Rollen sind hier in die Schützentafel versenkt, so dass sie nur einen Spielraum von 4 mm übrig lassen (AdP. 1896, I. — CBl. 1902, 86). — Fig. 11—11 a ist gleichfalls eine französische Konstruktion, welche sich von den vorigen Anordnungen dadurch unterscheidet, dass die Rollen *R* hier als Walzen wirken, deren Lauffläche nicht nur mit dem Griespfeiler, sondern auch mit der Schütze in Berührung steht, so dass der Wasserdruck unmittelbar durch die Rolle und nicht wie sonst durch die Zapfen derselben auf die Griessäule übertragen wird. Die hierdurch vermiedene Zapfenreibung bedingt eine Minderung des Bewegungswiderstandes. Die Abdichtung geschieht hier durch ein gebogenes Blech *B* von 3 mm Dicke, das von dem Wasserdruck gegen das Mauerwerk gepresst wird. Fig. 11 a zeigt die Gesamtanordnung einer derartigen Einlass-Schütze von 5,25 m Breite zum Werkkanal des Elektrizitätswerkes Saut-Mortier am Ain-Flusse (GC. 1901, I, N:o 974, S. 232 — ZdI. 1901, II. S. 1632). — Fig. 12—12 a zeigt noch eine Anordnung, wobei die Schütze im geschlossenen Zustand am Griespfeiler dicht anliegt, vor dem Aufziehen aber mittels des Hebels *H* davon entfernt und so der Druck auf die Rollen übertragen wird (CBl. 1885, S. 228).

Mehrteilige Schützen.

Zur Erleichterung des Aufziehens und der Handhabung werden die Schützen auch aus mehreren von einander unabhängigen oder nur lose mit einander verbundenen Tafeln ausgeführt, so dass dieselben einzeln aufgezogen werden können. Derartige Schützen werden namentlich bei grösseren Stauhöhen oft zusammen mit Losständern angewendet. Die nachfolgenden Beispiele zeigen die gebräuchlichsten Anordnungen dieser Art.

Taf. 6, Fig. 13—16. Wehre mit zweiteiligen Schützen. Bei der Anordnung Fig. 13—13 a sind die zwei Tafeln *a* und *b* durch Ketten k_1 von so grosser Länge mit einander verbunden, dass erst nach dem Emporziehen des oberen Teiles bis zu entsprechender Höhe der untere Teil mitgenommen wird. Hierbei ist also nur eine Winde *c* und eine Doppelkette *k* zum Aufziehen, jedoch eine verhältnismässig hohe Lage der Winde erforderlich (Pr.). — Fig, 14 und Fig. 15 sind von gleicher Art wie die vorige Anordnung, wobei aber die beiden Schützenhälften unabhängig von einander jede für sich durch einen besonderen Aufzugapparat gehoben werden, und zwar werden bei Fig. 14 beide Teile durch Ketten aufgezogen, während bei Fig. 15 für den oberen Teil eine Zahnstange *z* benutzt wird (AB. 1867—Ch.). — Bei Fig. 16 schliesslich wird durch die Zahnstangen *z* zuerst der untere Schützenteil *b* gehoben, während welcher Bewegung der obere Teil *a* in seinen Falzen stehen bleibt. Erst wenn der Teil *b* mit seiner unteren Kante in gleiche Höhe kommt wie diejenige des oberen Teiles wird dieser von den vortretenden Haken *h* des unteren Teiles mitgenommen (Ch.).

Taf. 7, Fig. 1—1a. Mehrteiliges Schützenwehr in der Seine bei Port-à-l'Anglais. Diese von Boulé ausgeführte Anlage besteht aus eisernen Losständern in Form von beweglichen Poirée'schen Böcken, die um eine in der Stromrichtung liegende Drehachse auf die Wehrsohle niederzulegen sind. An diese durch eine Laufbrücke mit einander verbundenen Böcke sind die hölzernen, aus mehreren Bohlen zusammengefügten Schützentafeln *a* von 1,08 m Breite und 1,3 m Höhe angelegt. Dieselben sind mit einem Bügel versehen, woran sie durch die Kette einer fahrbaren Winde *W* mit Krahn gefasst werden. Die Fortschaffung der Tafeln geschieht auf kleinen Rollwagen *R* (ZdI. 1882, Taf. XXXI—GC. 1888—89, Tom. XIV, S. 24 — ZfB. 1883, Bl. 26).

„ Fig. 2—2c. Wehr mit hängenden Losständern und eisernen Einlegtafeln in der Elbe bei Pretzien, oberhalb Magdeburg. Diese grossartige, für eine grösste Stauhöhe von etwa 3 m berechnete Wehranlage bezweckt die zeitweilige Absperrung des rechtseitigen Elbarmes, der sog. „Alten Elbe" zum Schutze der in jener Niederung befindlichen Kulturen, zu Zeiten da die gesamten Wassermassen des Flusses ohne Gefahr für die linksufrige Niederung und die Stadt Magdeburg auf dieser Seite abgeführt werden können. Die Anlage besteht aus beiderseitigen gemauerten Widerlagern und neun Öffnungen von je 12,55 m lichter Weite, mit gemauerten Mittelpfeilern. Über diesen Pfeilern läuft eine zweiteilige Brücke, nämlich stromabwärts eine Blechbrücke von 0,86 m Höhe und 2,3 m Entfernung zwischen den Trägern, und neben derselben eine hölzerne Balkenbrücke. An dem einen Träger der eisernen Brücke hängen in Gelenken *c* (Fig. 2a) die aus zwei zusammengenieteten ⊔ Eisen bestehenden Losständer (Fig. 2b) von ⊢⊣ förmigem Querschnitt, 4,6 m Länge und 1,4 m gegenseitigem Abstand. Jede Öffnung hat 8 solche Ständer. Am unteren Ende stützen sich dieselben gegen einen am Fundament angeschraubten gusseisernen Schuh, unter Vermittlung einer Sperrklinke *ab* (Fig. 2a), welche durch die Kette *k* von der Brücke aus losgerückt werden kann, wodurch der Ständer frei wird, und durch dieselbe Kette nach dem Unterwasser zu, unter die Brücke emporgezogen werden kann. Hierdurch entsteht der Vorteil, dass die Ständer unbehindert von Wasserdruck und Eishindernissen emporgezogen werden können, und dass im Notfall das Wehr auch ohne vorheriges Aufziehen der Schützentafeln geöffnet werden kann. Ausserdem kann aber die Bewegung der Ständer auch nach vorne geschehen. Das Anziehen der Kette *k* geschieht durch eine fahrbare Winde *W*. Beim Einstellen wieder werden die Ständer zunächst durch eine vordere Kette gegen den etwaigen Wasserdruck nach dem Oberwasser zu gezogen und dann zurückgelassen, bis die Sperrklinke durch ihr Gewicht in den Schuh einfällt. Gegen seitliche Schwankungen sind die Ständer durch die in Fig. 2b ersichtlichen, nach dem angrenzenden Gelenk geführten Streben abgesteift.

Die Schützentafeln bestehen aus Buckelplatten *s* von 1,31 m Breite, 0,837 m Höhe und 6 mm Dicke, und werden mittels Haken *d* (Fig. 2c) lose an den Ständern festgehalten, so dass sie längs derselben gleiten können. Das Aufziehen und Niedersenken derselben geschieht durch je zwei Ketten *i* (Fig. 2b) welche an der Brücke eingehängt sind, und mit besonderen Schützenwinden in Verbindung gebracht werden.

Der Unterbau besteht aus einem zwischen Spundwänden eingefassten Mauerkörper von 3,8 m Höhe und 7,5 m Breite, welcher aus einem Betonfundament von 1,2 m Höhe und einem Bruchstein-Mauerkörper zusammengesetzt, und oben mit einer Quaderschicht von 0,8 m Dicke bekleidet ist. Unterhalb befindet sich ein mittels Steinschüttung und Spundwänden befestigtes Sturzbett von 29 m Breite, wovon die ersten 8 m mit grossen Pflastersteinen abgedeckt sind.

Das ganze Wehr kann mit Hilfe von 3 Ständerwinden und 8 Schützenwinden durch 20 Arbeiter in 8 Stunden geöffnet oder geschlossen werden. Die Anlagekosten betrugen 643,000 Mk (CBl. 1884, S. 513).

Rolladenschützen.

Taf. 7, Fig. 3—4. Rolladen-Wehr (Jalousie-Wehr) von Caméré in der Seine bei Suresnes. Bei diesem Wehrsystem wird der Raum zwischen je zwei Losständern (hier Poirée's Böcke) durch einen Rollvorhang (Rolladen) abgedeckt, welcher aus wagrechten, durch Gelenke mit einander verbundenen Holzstäben besteht. Die Stabdicke nimmt entsprechend der Zunahme des Wasserdruckes von oben nach unten zu, und ist am unteren Ende des Vorhanges ein gusseiserner Halbzylinder angehängt, teils als Ballast, um den Vorhang gehörig niederzuziehen, teils um damit dessen Aufrollen beim Emporziehen zu ermöglichen (vergl. Fig. 5 a & 5 b). Letzteres geschieht in der Art, dass der niedergelassene Vorhang mit dem oberen Ende durch zwei Ketten an einem abnehmbaren Geländer *a* hängt, während eine dritte Kette *AB* (Fig. 3) mit einem Ende am Geländer befestigt, dann um den Vorhang geschlungen und über eine am Geländer angebrachte Walze zu einer fahrbaren Winde auf der Laufbrücke geführt ist.

Der gegenseitige Abstand der Böcke beträgt hier 1,25 m und die aufgestaute Wassertiefe über $4\,^1/_2$ m. Fig. 4 zeigt eine Kombination der Systeme Boulé und Caméré, angewendet bei einem Teile desselben Wehres, wobei die Felder zwischen den Losständern abwechselnd mit Schützentafeln und mit Rollvorhängen geschlossen sind.

Zum teilweisen Ablassen des Wassers werden hier die obersten Schützentafeln entsprechend Textfig. 53—53 a mittels eines Hebels emporgezogen (souflage), während zum vollständigen Ausheben derselben ein Krahn wie in Fig. 13 a Taf. 4 benutzt wird. Zum Aufziehen der unteren Tafeln wird eine Winde angewendet.

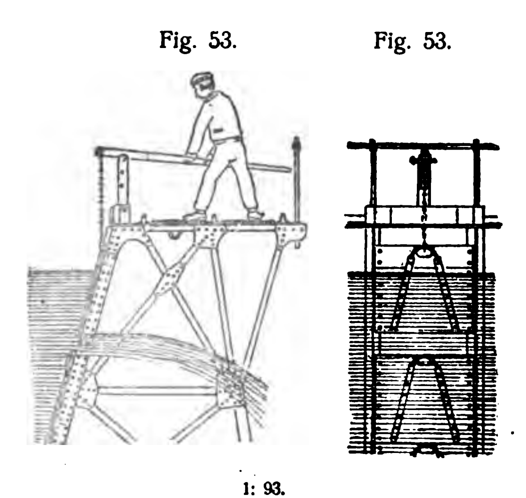


Fig. 53. Fig. 53.

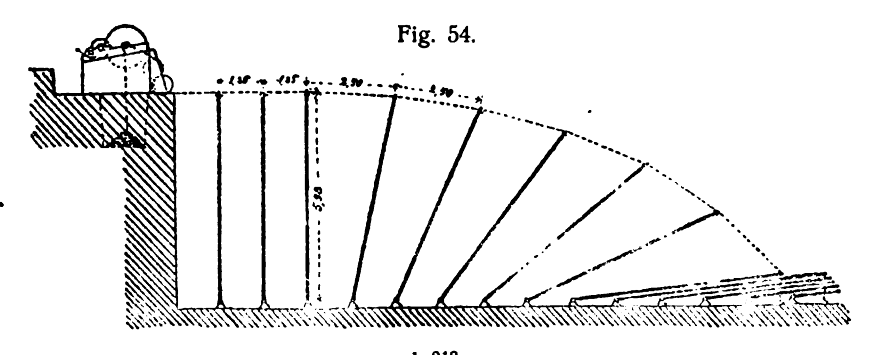
1: 93.

Rolladen- und Schützenwehr bei Suresnes. Aufziehen der obersten Schützen.

Das Niederlegen und Aufziehen der Wehrböcke geschieht hier entsprechend Textfig. 54 vom Widerlager aus, mittels einer von Hand bewegten Winde und einer durchlaufenden stellbaren Kette.

Der Unterbau dieses grossartigen Wehres besteht aus einem Mauerkörper von 15 m Breite und 6 m bezw. 4,64 m Tiefe an den Seiten stromauf- und abwärts,

Fig. 54.



1: 218.

Rolladeh- und Schützenwehr bei Suresnes. Bewegung der Wehrböcke.

und in der Mitte (AdP. 1889, II. S. 86 — GC. 1888—89 Tom. XIV — CBl. 1883, S. 469 — ÖZ. 1893 S. 84).

Taf. 7, Fig. 5—5 c. Rolladenwehr von Caméré und Lagréné, mit hängenden Losständern, in der unteren Seine bei Poses. Diese grossartige Wehranlage hat dem Wesen nach die gleiche Anordnung wie jene über die Elbe bei Pretzien (Fig. 2—2 c), nur werden hier anstatt Schützentafeln zwischen den Losständern Rolladen angewendet. Die Anlage besteht aus Steinpfeilern von 4 m Dicke, 15,25 m Höhe und 34,0 m gegenseitigem lichtem Abstand, über welchen Pfeilern zwei eiserne Fachwerkbrücken, in einem gegenseitigem Abstand von 8,16 m von Mitte zu Mitte gelegt sind.

Die Losständer *s* haben eine gegenseitige Entfernung von 1,3 m, eine Länge von ca. 11 m, und sind in Gelenken an der unteren Brücke aufgehängt. Dieselben werden hier nach dem Oberwasser zu mittels der Winde W_1 unter die obere Brücke emporgezogen. Die Rolladen haben hier die gleiche Anordnung wie vorher beschrieben, bestehend aus Holzstäben von 1,14 m Breite 60 mm Höhe und 35 bis 70 mm Dicke, von oben nach unten zunehmend. Das Auf- und Abrollen derselben geschieht mittels der auf einer Laufbrücke beweglichen Winde W_2, welche Brücke über die umlegbaren Konsolen *k* den Losständern entlang ausgelegt ist. Soll ein bis über Wasser aufgerollter Vorhang beseitigt werden, so wird derselbe mittels der Winde *W* zur Fachwerkbrücke emporgezogen, und auf derselben zum Ufer geführt. Das perspektivische Bild Fig. 5 c zeigt die Rolladen in verschiedenen Stadien (ZdI. 1882, Taf. XXXI—AB. 1886, Bl. 65).

„ Fig. 6. Rolladenwehr des Stauwerkes Hagneck (vergl. Taf. 6, Fig. 5—5 a). Bei diesem Stauwerk wird die eine der vier Öffnungen mit Rolladen geschlossen, die sich gegen eiserne Griessäulen lehnen und mittels eines Kranes, der auf einer Brücke fahrbar ist, gehoben werden. Die Griessäulen, welche sich oben an die Brücke lehnen, sind unten mit eisernen Gelenken versehen, und können bei Hochwasser in die mit punktierten Linien angedeutete Lage auf die Wehrsohle niedergelegt werden (ZdI. 1901, II, S. 937).

Zylinderschützen.

Bei diesen Schützen bildet die den Wasserdruck aufnehmende Tafel ein mit der konvexen Seite nach dem Oberwasser zu gekehrtes Zylindersegment mit wagrechter Achse, um welche sich die Schütze bewegt. Hierdurch erwächst der Vorteil, dass der Druck auf die Achse übertragen wird, so dass beim Heben der Schütze nebst dem Eigengewicht nur der Widerstand der Zapfenreibung, oder bei Anwendung von Gegengewichten nur dieser letztere Widerstand zu überwinden ist. Die Zylinderschützen werden in Holz oder in Eisen ausgeführt, und besteht im ersteren Falle die Schützentafel aus Bohlen, im letzteren Falle aus flachem Blech oder aus Wellblech.

Hölzerne Zylinderschützen werden z. B. in Amerika (als sog. Taintor-Schützen) mit der in nebenstehenden Textfiguren 55—55 a ersichtlichen Anordnung benutzt. Bei dieser speziell bei der Kanalisierung des Rock-River angewendeten Ausführung befinden sich auf eine lichte Weite von 6,4 m zwischen je zwei Steinpfeilern drei Schützen, die durch je zwei speichenartige Rahmen jede mit ihrer Welle in Verbindung stehen, deren Achslager an einem gemeinsamen über die Öffnung gelegten Träger angebracht sind. Letzterer ist ein nach zwei Achsen armierter Holzbalken. Das Heben und Senken der Schützen erfolgt von einer

Brücke aus, durch eine auf Gleisen fahrbare Winde, die von einem einzigen Arbeiter bedient wird.

Bei dieser Anordnung kann das Heben wesentlich erleichtert werden, wenn die Achse des Zylindersegmentes etwas höher als die Drehachse gelegt wird, da dann durch den Wasserdruck ein nach oben drehendes Moment ausgeübt wird (ZfB. 1896, Ergänzungsheft, S. 35).

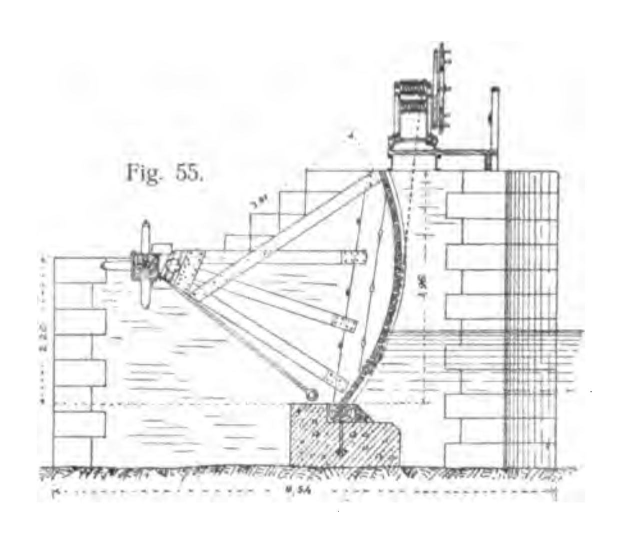
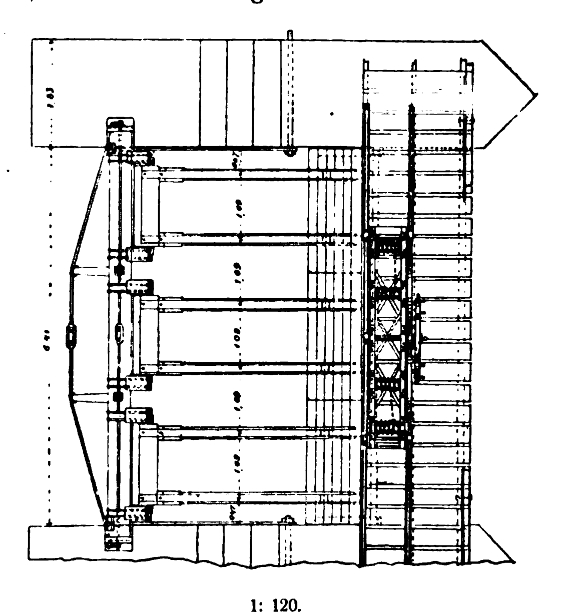


Fig. 55 a.



1: 120.

Taintor-Schützenwehr in Rock-River.

Taf. 7, Fig. 7. Zylinderwehr im Werderschen Mühlgraben in Berlin. Diese im Jahre 1896 ausgeführte Wehranlage umfasst eine Wehröffnung von 12 m Weite, welche durch vier Zylinderschützen von je 3 m Länge und 1,87 m Höhe geschlossen ist. Dieselben sind aus Wellblech hergestellt und hängen an je zwei Ketten, die am unteren Ende der Schütze befestigt sind und oben über eine Rolle zur Winde führen, die mittels eines Schneckenrades von einem Manne gehandhabt werden kann. An zwei anderen Ketten sind Gegengewichte angebracht. Von den Endpunkten der Schütze führen radiale Schenkel zur Drehachse, die an eisernen Ständern gelagert ist. Ein segmentartiger, eiserner Bogen *B*, der an der oberen Speiche der Schütze befestigt ist, und sich in einer Nut am Ständer bewegen kann, dient dazu die Schütze mithilfe von Vorsteckbolzen in jeder beliebigen Lage festzuhalten, und dadurch die Ketten zu entlasten. Die Winde wird von einem am Ständer angebrachten Stege aus bedient. Zum Hinaufziehen aller vier Schützen sind ungef. 4 Minuten erforderlich (CBl. 1896, S. 388 — ÖZ. 1897, S. 416).

„ Fig. 8. Zylinderwehr im Schiffahrtskanal von der Rhone nach Cette bei seiner Kreuzung mit dem Flusse Lez. Dasselbe bezweckt die Abschliessung der beiden Arme des Kanals während der Anschwellungen des Flusses, um ein Versanden des Kanals zu verhindern, und besteht aus einer Zylinderschütze von ca. 5 m Höhe, 7,6 m Länge und 3,8 m Halbmesser, welche in der Hauptsache aus einem 8 mm starken Blech, und vier dasselbe tragenden wagrechten, 1,05 m von einander entfernten ⟷ Eisen zusammengesetzt ist. Das Blech ist aus-

serdem an den Kanten durch Winkeleisen verstärkt, von welchen das untere noch dazu dient die Anschlagfläche gegen die feste Sohlenschwelle zu vergrössern. Die Drehachse wird von zwei an den Enden angebrachten Zapfen von 250 mm Durchmesser gebildet, die in je zwei 2,5 m von einander entfernten Lagern ruhen.

Gegenüber der Schütze befindet sich zur Ausgleichung ihres Gewichtes auf jeder Seite ein gusseisernes Gegengewicht G, und zur Ausgleichung des Auftriebes des jeweilig eintauchenden Teiles der Schütze ein hölzerner Kranz K, welche Teile nebst den sie tragenden radialen Armen gegen Beschädigung durch die Fahrzeuge in Nischen der Widerlager versenkt sind.

Für gewöhnlich sind diese Durchlässe geöffnet, wobei sich die Schütze über der Wasserfläche, mit einer lichten Durchfahrtshöhe von 3,8 bis 4,15 m, befindet. Die Bewegung der Schütze geschieht mittels zweier kalibrierten Ketten, welche in einer Rille des Kranzes aufgerollt sind, und mittels einer Winde bewegt werden. Ein Arbeiter ist imstande die Schütze in 40 bis 60 Sekunden zu schliessen, während zum Öffnen zwei Mann und ein Zeitaufwand von 4 bis 5 Minuten erforderlich sind. Bei einem früher zu gleichem Zwecke benutzten Dammbalkenwehr waren hierzu 3 bis 4 Stunden erforderlich (CBl. 1893, S. 72).

Berechnung der Setzbohlen-, Dammbalken- und Schützenwehre.

Taf 7, Fig. 9. Berechnung der Bohlen und Balken. Die Setzbohlen, Dammbalken und die Bohlen der gewöhnlichen Schützen können als frei aufliegende Träger mit gleichförmig verteilter Belastung berechnet werden. Ist daher L die Stützweite einer Bohle, z und z_1 die Entfernung ihrer untersten Kante vom bezw. Oberwasser- und Unterwasserspiegel, b die Höhe der Bohle, und γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, so ist der gesamte Wasserdruck gegen eine oberhalb der Unterwasserfläche befindliche Bohle:

$$G = \gamma L \left[\frac{z^2}{2} - \frac{(z-b)^2}{2}\right] = \gamma b \frac{L}{2}(2z - b),$$

und für eine unterhalb dieser Wasserfläche liegende Bohle

$$G = \gamma \frac{L}{2} \left\{ [z^2 - (z-b)^2] - [z_1^2 - (z_1 - b)^2] \right\} = \gamma b L (z - z_1).$$

Das grösste Biegungsmoment der Bohle ist dann:

$$M = \tfrac{1}{8} GL,$$

und wenn k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, so ergibt sich die erforderliche Dicke c der Bohle aus:

$$k \tfrac{1}{6} bc^2 = \tfrac{1}{8} GL, \text{ daher}$$

$$c = \tfrac{1}{2} \sqrt{\frac{3\,GL}{kb}},$$

worin k etwa = 60 kg/qcm angenommen werden kann.

In gleicher Weise werden auch die Rahmenstücke und Zwischenriegel der eisernen Schützen berechnet.

„ Fig. 10. Berechnung der Ständer. Bezeichnet B die gegenseitige Entfernung der Ständer von Mitte zu Mitte, so ist bei einer Wassertiefe h der vom Oberwasser gegen einen Ständer ausgeübte Wasserdruck:

$$P = \gamma B \frac{h^2}{2},$$

und der entgegengesetzt wirkende Druck des Unterwassers von der Tiefe h_1

$$P_1 = \gamma B \frac{h_1^2}{2}.$$

Ferner ist, wenn mit p der gesamte Druck oberhalb der Höhe x bezeichnet wird:

$$\frac{p}{P} = \frac{(h-x)^2}{h^2},$$

$$p = P \frac{(h-x)^2}{h^2},$$

und nachdem der obere Stützendruck des Ständers in der Höhe l:

$$A = P \frac{h}{3\,l},$$

so ist das vom Oberwasser ausgeübte Biegungsmoment in der Höhe x:

$$M_1 = A\,(l-x) - p\,\frac{h-x}{3} = \frac{P}{3\,h^2 l}\,[h^3\,(l-x) - l\,(h-x^3].$$

Demnach ist das Biegungsmoment an derselben Stelle mit Rücksicht auf den beiderseitigen Wasserdruck:

$$M = \frac{P}{3\,h^2 l}\,[h^3\,(l-x) - l\,(h-x)^3] - \frac{P_1}{3\,h_1^2 l}\,[h_1^3\,(l-x) - l\,(h_1-x)^3] \quad \ldots 1)$$

Daraus ergibt sich für $\frac{dM}{dx} = o$ die Lage des grössten Biegungsmomentes:

$$x = \frac{1}{P-P_1}\left\{Ph - P_1 h_1 - \sqrt{(Ph-P_1 h_1)^2 - \frac{P-P_1}{3\,l}\,[Ph^2\,(3\,l-h) - P_1 h_1^2\,(3\,l-h_1)]}\right\} \quad \ldots 2)$$

Dieser Wert in die Gleichung 1) eingesetzt, ergibt den Wert des grössten Biegungsmomentes max M. Für $P_1 = o$ wird

$$x = h\left(1 - \sqrt{\frac{h}{3\,l}}\right) \text{ und}$$

$$\max M = \frac{Ph}{3\,l}\left(l - h + \frac{2\,h}{3}\sqrt{\frac{h}{3\,l}}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 3)$$

Es ergibt sich dann bei angenommener Breite a des Ständerquerschnittes die erforderliche Dicke d desselben aus:

$$k\,\tfrac{1}{6}\,ad^2 = \max M$$

$$d = \sqrt{\frac{6 \max M}{ka}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots 4)$$

Nadelwehre.

Diese Wehre bestehen aus einer Reihe von in aufrechter Stellung dicht neben einander in das Wasser niedergeschobenen Bohlen oder Latten (sog. Nadeln), die sich unten gegen einen Falz (Schwelle), und über Wasser gegen einen Träger (Nadellehne) stützen.

Die Nadeln erhalten einen rechteckigen oder quadratischen Querschnitt, dessen Seitenlängen zwischen etwa 5 und 15 cm betragen, und dem Wasserdruck

entsprechend bemessen werden. Gewöhnlich wird die Dicke der ganzen Länge nach konstant angenommen, man kann aber, wie dies stellenweise geschehen, zur Minderung des Gewichtes auch die Dicke von der Stelle des grössten Biegungsmomentes nach beiden Enden abnehmen lassen. Mitunter werden die Nadeln oben mit Löchern versehen und mittels einer durchgezogenen Leine oder eines Drahtseils mit einander verbunden. Man kann dann das Wehr teilweise öffnen, ohne die Nadeln ganz herauszuziehen, indem einzelne derselben nur soviel angehoben werden, dass sie die Schwelle verlassen, worauf sie vom Wasser fortgeschwemmt werden, jedoch an der Leine hängen bleiben. Man kann dann auch bei plötzlich eintretendem Hochwasser grössere Teile des Wehres, durch Fortnahme der oberen Stütze, auf einmal öffnen. Man gibt den Nadeln (auch dort wo sie lotrecht stehen könnten) eine kleine Neigung gegen die Vertikale, um bei niedrigem Wasserstand ein Umfallen derselben durch den Winddruck oder durch zufällige Stösse zu vermeiden.

Das Einsetzen und Herausnehmen, sowie die Fortschaffung der Nadeln geschieht gewöhnlich von Hand, allein bei grösseren Stauhöhen werden hierzu Winden, Krane und Rollwagen verwendet. Im ersteren Falle sind die Nadeln am oberen Ende zu einer Handhabe abgerundet, während sie behufs Hebung mittels Winde mit einem eisernen Bügel versehen sind.

Die den Nadeln am oberen Ende als Stütze dienenden Träger bestehen entweder aus festen hölzernen oder eisernen Balken oder aus Eisenstäben (Winkeleisen, Flacheisen, Rundeisen oder Röhren), welche in gewissen gegenseitigen Abständen von festen Pfeilern oder Jochen, oder von beweglichen Böcken gestützt werden. Diese tragen dann auch — wie bei den Schützenwehren — die zur Bedienung der Nadeln erforderliche Lauf- oder Dienstbrücke. Die gegenseitige Entfernung dieser Stützpunkte richtet sich nach den möglichen Abmessungen der Pfeiler und Träger, und kann bei festen Pfeilern ziemlich gross angenommen werden (bis zu etwa 10 m), wogegen die beweglichen Böcke nur eine gegenseitige Entfernung von etwa 1,0 bis 2,0 m zu erhalten pflegen, was dadurch bedingt ist, dass sowohl die Böcke als auch die Träger und der Bohlenbelag der Laufbrücke behufs leichter Handhabung in den Abmessungen möglichst beschränkt sein müssen.

Die Nadelwehre haben gegenüber den Schützenwehren den Vorteil grösserer Einfachheit, sowie dass dieselben ohne Anwendung einer festen Dienstbrücke, für beliebige Flussbreiten unter gänzlicher Freimachung des Flusses bei Hochwasser, Eisgang etc. benutzt werden können. Dagegen haben dieselben den Nachteil kleinerer Dichtheit und eines grösseren Zeitaufwandes zum Öffnen und Schliessen des Wehres sowie, dass die Nadeln, um nicht zu schwer und unhandlich zu werden in nassem Zustand kein grösseres Gewicht als etwa 30 kg erhalten dürfen. Da aber dieses Gewicht bei etwa 4 m Länge erreicht wird, so bedingt dies eine wesent-

liche Beschränkung der Stauhöhe. Sonst aber sind die Nadelwehre infolge ihrer Einfachheit in Anlage und Bedienung sehr beliebt und viel angewendet.

Nadelwehre mit festen Pfeilern.

Bei diesen Wehren bestehen die Pfeiler aus hölzernen oder eisernen Jochen, manchmal wohl auch aus Mauerwerk. Erstere können an Stellen in Frage kommen, wo die Joche nicht durch schwere Eisgänge und andere schwimmende Gegenstände der Zerstörung ausgesetzt sind.

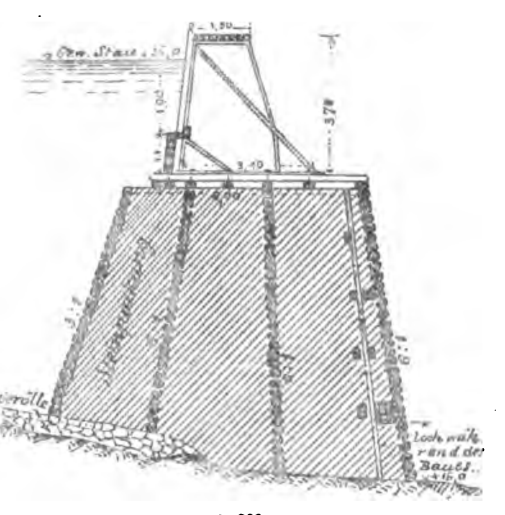
Taf. 7, Fig. 11—11a. Nadelwehr mit festen hölzernen Jochen am Firing-Wasserfall in Norwegen. Die am Felsboden mittels Steinschrauben befestigten Joche *B* haben eine gegenseitige Entfernung von 5 m. Die Nadeln *n* lehnen sich über Wasser gegen den hölzernen Balken *a* und an der Sohle gegen die hölzerne Schwelle *b*. Die Dienstbrücke besteht aus über die Joche gelegten Balken mit Bohlenbelag (NTT. 1884).

„ Fig. 12. Nadelwehr der Staustufen des Bandak-Kanals in Norwegen, angewendet bei Sandboden. Die Böcke haben hier einen gegenseitigen Abstand von 4 m (ZfB. 1900, S. 531).

Taf. 8, Fig. 1—1a. Nadelwehr mit festen eisernen Böcken am Firing-Wasserfall in Norwegen, in der Verlängerung des Wehres Taf. 7, Fig. 11. Die Böcke *B* bestehen hier aus trapezförmigen Rahmen aus 55 mm dickem Quadrateisen, welche unten unmittelbar im Felsboden befestigt sind. Dieselben haben einen gegenseitigen Abstand von 2 m und sind durch Balken *a* mit einander verbunden, gegen welche sich die Nadeln oben anlehnen, während unten hierzu wieder die Schwelle *b* dient. Als Laufbrücke dienen die über die Böcke gelegten Bohlen *c* (NTT. 1884).

„ Fig. 2. Nadel- und Dammbalkenwehr mit festen eisernen Böcken, als Aufsatz auf einem Steinkistenwehr bei der Staustufe Eidsfos des Bandak-Kanals in Norwegen. Hier besteht der untere Teil des beweglichen Wehres auf 2,1 m Höhe aus Dammbalken, die mit eingezogenen Eisenstangen beschwert sind und unabhängig von den darüber befindlichen, 2,5 m langen Nadeln mittels einer Winde an Kabeln hochgezogen werden können (ZfB. 1900, S. 531).

Fig. 56.



1: 200.
Wehr bei Ulefos.

Nebenstehende Textfigur 56 zeigt das Gesamtprofil einer solchen Wehranlage des Kanals von Ulefos nach Strengen. Der feste Teil des Wehres ist eine Steinkiste von 6 m Kronenbreite mit vier Längswänden aus Rundholz die durch Querwände gegen einander abgesteift sind. Das Nadelwehr besteht aus festen eisernen Böcken gleicher Art wie im vorigen Beispiel, welche in gegenseitigen Entfernungen von 5 m auf einem Balkenrost auf-

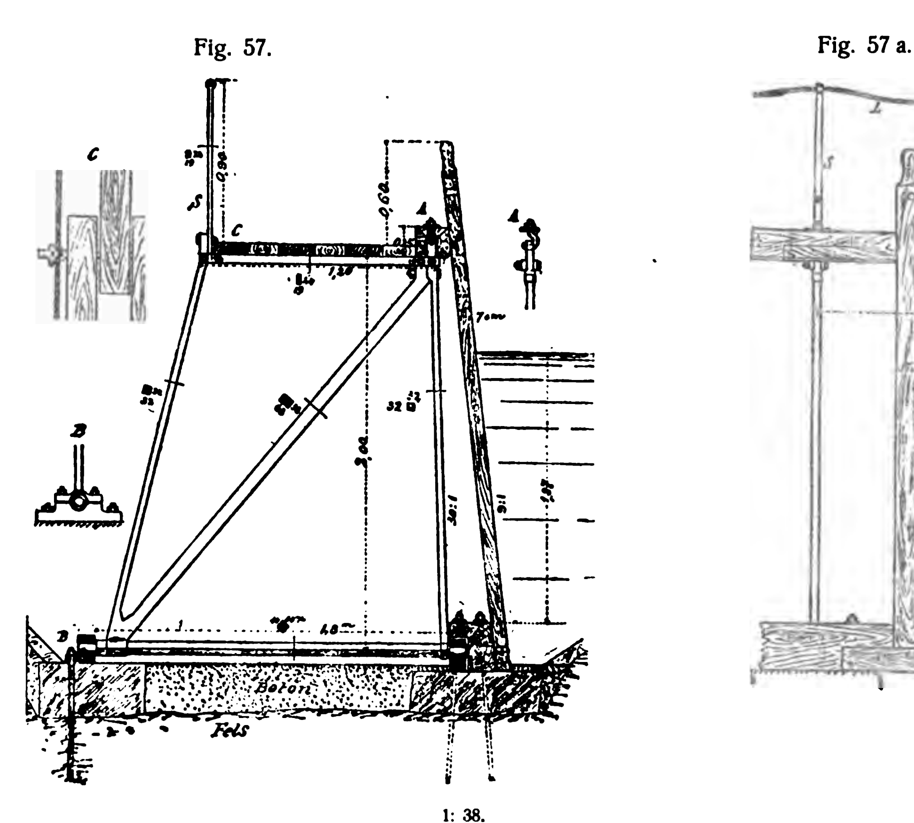
gesetzt sind. Gegen diese Böcke lehnt sich unten zunächst auf 1,1 m Höhe ein Dammbalkenwehr, welches noch durch besondere kleine Zwischenböcke gestützt wird, worauf dann das eigentliche Nadelwehr mit einer grössten Nadellänge von 2,50 m folgt (CBl. 1890, S. 276).

Taf. 8, Fig. 3—3 a. Nadelwehr mit gemauerten Zwischenpfeilern (am Söneren-See in Norwegen). Die Nadeln stützen sich am unteren Ende gegen eine am Felsboden angeschraubte Holzschwelle und am oberen Ende gegen zwei neben einander liegende, zugleich als Laufbrücke dienende ⊢⊣ Eisen. Die Wehranlage dient zur Regelung der Wasserstände des Sees, an einer Stelle wo das Abflussprofil in künstlicher Weise durch Aussprengung vergrössert worden ist (ZfB. 1900, Bl. 51).

Nadelwehre mit beweglichen Böcken.

Die bei diesen Wehren gebräuchlichen Böcke von Poirée (vom Erfinder zuerst im Jahre 1857 im Yonne-Flusse bei Epineau angewendet) bestehen aus trapezförmigen, durch eine Diagonalstrebe oder Fachwerk abgesteiften Rahmen aus Walzeisen von verschiedener Profilform (meistens Vierkant-, L- oder ⊔ Eisen), die um eine an der unteren Seite befindliche Drehachse auf den Wehrboden umlegbar sind. Dieselben sind durch die Nadellehnen mit einander und mit den Widerlagern verbunden, und werden dadurch in aufrechter Stellung erhalten.

Fig. 57. Fig. 57 a.



1: 38.
Nadelwehre in Tammerfors.

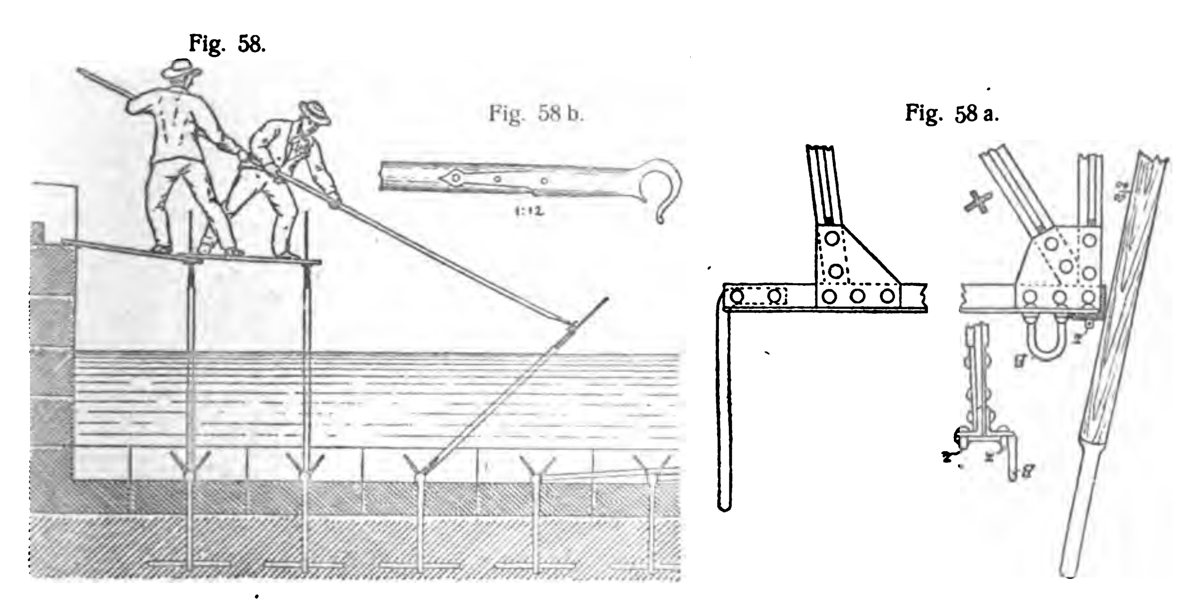
Die über die Böcke ausgelegte Dienstbrücke besteht aus Bohlenbelag oder aus geriffelten Blechtafeln. Die Böcke werden auf der Unterwasserseite mit festen oder abnehmbaren Geländerständern versehen, die mittels einer durchgezogenen Leine oder eines Drahtseils als Handgriff für die auf dem Wehr beschäftigten Arbeiter mit einander verbunden werden. Es hat sich gezeigt, dass Personen welche das Wehr ohne Geländer nicht zu betreten wagen, dasselbe bei vorhandenem Geländer mit grosser Sicherheit überschreiten. Die Ständer verhindern zugleich ein Niederfallen von hingelegten Nadeln u. s. w.

Taf. 8, Fig. 4. Nadelwehr mit Poirée'schen Böcken am Firing-Wasserfall in Norwegen. Dasselbe dient als Aufsatz auf einem festen gemauerten Wehr und bestehen die 2 m hohen Böcke aus Vierkanteisen. Ihr gegenseitiger Abstand beträgt 2 m (NTT. 1884).

Eine ähnliche Anordnung zeigt das in den vorstehenden Textfiguren 57—57 a ersichtliche, in neuerer Zeit angelegte Nadelwehr in Tammerfors (Finnland), wobei die 2 m hohen und 1,7 m von einander entfernten Böcke gleichfalls aus Vierkanteisen bestehen, und durch Balken von 15 $\times$ 15 cm mit einander verbunden sind, welche zum Anlehnen der 7 cm dicken und 15 cm breiten Nadeln dienen. Diese Balken, sowie die 5 $\times$ 15 cm starken Bohlen der Laufbrücke reichen hier über je zwei Felder, und sind erstere über jedem zweiten Bock durch Überblattung mit einander verbunden und mit dem Bocke verschraubt, während die zwischenliegenden Böcke nur mit einem Zapfen in den Balken eingreifen. Die Geländerständer *S* sind durch die Leine *L* mit einander verbunden (TFF. 1893).

Nachstehende Textfiguren 58—58 b zeigen eine weitere Variation eines derartigen Nadelwehres älteren Datums, angewendet in der Saar bei Saarbrücken. Die 2,1 m hohen und 1 m von einander entfernten Böcke bestehen hier aus Kreuzeisen und Winkeleisen, welche an den Ecken durch Knotenbleche zu-

Fig. 58. Fig. 58 b. Fig. 58 a.



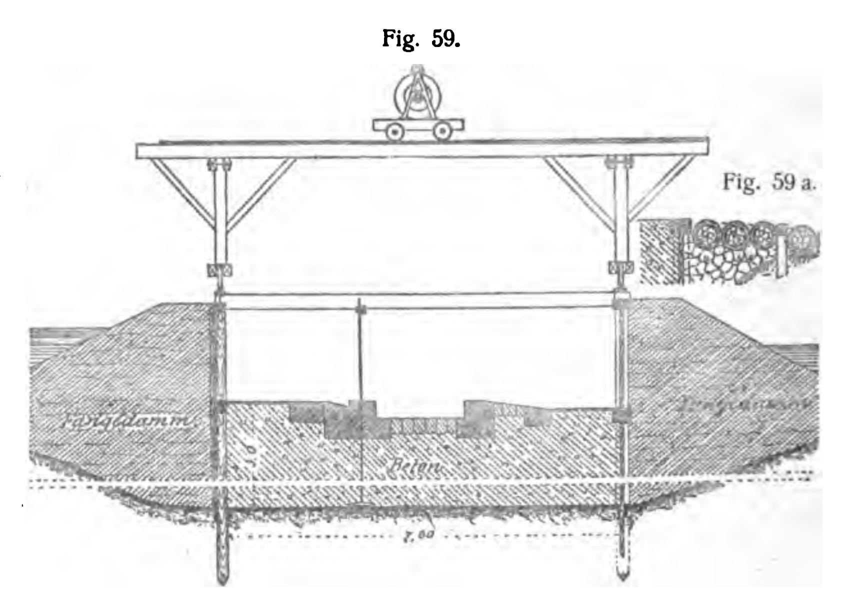
1: 69. 1 16

Nadelwehr in der Saar bei Saarbrücken.

sammengenietet sind. Hierdurch gewinnt die Konstruktion an Solidität, und haben die einzelnen Teile durch die grössere Steifheit einen verhältnismässig grösseren Widerstand gegen Knickung und zufällige Verbiegungen als das Volleisen. Die gegenseitige Verbindung der Böcke geschieht hier durch Winkeleisenstücke von 1 m Länge, welche an den Enden gelocht und auf die Zapfen *z* (Fig. 58 a) der Böcke aufgeschoben sind. Die Nadeln haben quadratischen Querschnitt von 60 × 60 mm Stärke. Das Aufziehen der niedergelegten Böcke geschieht hier entsprechend Fig. 58 mittels eines Wehrhakens (Fig. 58 b), durch welchen der Bock am Bügel *B* erfasst wird (ZfB. 1866, Bl. 34—35).

Taf. 8, Fig. 5—5 d. Nadelwehr in der Mosel bei Vaux. Die 2,4 m hohen und 1,1 m von einander entfernten Böcke bestehen aus Winkeleisen und ⊔ Eisen, welche mittels Knotenbleche zusammengenietet sind. Zur gegenseitigen Verbindung der Böcke und als obere Stützen für die Nadeln dienen wieder wie im vorigen Falle Winkeleisen, aufgesetzt auf vertikalen Zapfen, nebstdem hier auch noch auf der anderen Seite des Bohlenbelages eine solche Winkeleisenverbindung angeordnet ist (Fig. 5 a). Da die Böcke durch den Wasserdruck einem Kanten um den Drehzapfen *D* ausgesetzt sind, diese Zapfen somit nach unten gedrückt, die anderen bei *C* dagegen nach oben gezogen werden, so sind die ersteren Zapfenlager nach oben offen (Fig. 5 b, 5 e), die anderen dagegen geschlossen und mit einer gabelförmigen Mündung versehen (Fig. 5 b, 5 c), wodurch es ermöglicht ist, die Böcke ohne Hilfe von Tauchern stets bequem herausnehmen und wieder einsetzen zu können. Zur Befestigung des Lagers *C* ist dieses mit dem davor liegenden Fundamentquader, und dieser wieder entsprechend der nachfolgenden Textfigur 59 mit dem 3 m tiefen Betonfundament verankert. Das Anlegen der Nadeln geschieht gegen einen an diesen Quadern ausgehauenen und mit Winkeleisen belegten Absatz. Das Aufziehen der Böcke geschieht mittels der von Bock zu Bock hängenden Ketten, wie dies weiter unten besprochen werden soll.

Fig. 59.



Nadelwehr bei Vaux. Ausführung des Unterbaues.

Die Textfiguren 59—59 a zeigen die Gesamtanordnung während der Ausführung des Unterbaues. Derselbe besteht aus einem zwischen Spundwänden eingeschlossenen Betonkörper von 7,8 Breite und 3,0 m Tiefe, welcher an der Oberfläche mit einer Quaderverkleidung versehen ist, und in dessen Verlängerung

auf der Unterwasser-Seite das Sturzbett mit Senkfaschinen etc. befestigt wurde (Fig. 59 a). Die Ausführung des Fundaments geschah unter Abschluss der Baugrube durch beiderseitige offene Fangedämme (ZfB. 1874, Bl. 42 & Textbl. D). — Bei einer gleichartigen Nadelwehranlage über die Seine bei Coudray wurden die Fundamente (von 7,0 m Breite und 3,5 m Tiefe), nach dem Luftdruckverfahren mittels Caisson ausgeführt (NA. 1883, 1884, — CBl. 1885 — Vergl. „Grundbau" des Verf. S. 116).

Taf. 8, Fig. 6—6 d. Nadelwehr über die Saar zu Ensdorf. Die Gesamt-Anordnung des Wehres und die Konstruktion der Böcke ist hier die gleiche wie im vorigen Falle. Wie aus dem Längenschnitt des Wehres Fig. 6 zu ersehen, sind die Böcke durch Ketten von solcher Länge mit einander verbunden, dass beim Niederlegen eines Bockes der nächste aufrecht steht, und von diesem aus der niedergelegte mittels der Kette emporgezogen werden kann. Hierbei ist zu beachten, dass bei grösserer Höhe und kleinerer gegenseitiger Entfernung der Böcke, für das Niederlegen des ersten Bockes nach dem Widerlager zu, dieses hinderlich im Wege steht, daher die Entfernung hier etwas grösser angenommen, und im Widerlager eine Nische *g* ausgespart ist (vergl. Fig. 8 b). Die Nadeln haben einen Querschnitt von 65 × 65 mm. — Fig. 6 d zeigt den Lageplan der die Kanalisierung des Flusses bezweckenden Wehranlage. Der Durchgang der Schiffe wird durch einen, mit einer Kammerschleuse *S* versehenen Umlaufkanal vermittelt. Der in der Mitte des Flusses befindliche Pfeiler *W* dient als Fischpass, und hat zu dem Zwecke die in Fig. 6, 6 b und 6 c ersichtliche Anordnung. Derselbe ist nämlich hohl und steht der Innenraum für den Durchgang der Fische mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung, so zwar, dass das aufgestaute Wasser auf einer schiefen Ebene ständig niederströmt, dabei aber durch in Zickzack gestellte Querwände gehemmt, und dadurch der Aufstieg der Fische ermöglicht wird. Wie aus Fig. 6 zu ersehen, ist für das Niederlegen der Böcke auch in diesem Pfeiler, wie in der rechtsufrigen Wange eine Nische *g* ausgespart (HZ. 1887, Bl. 13).

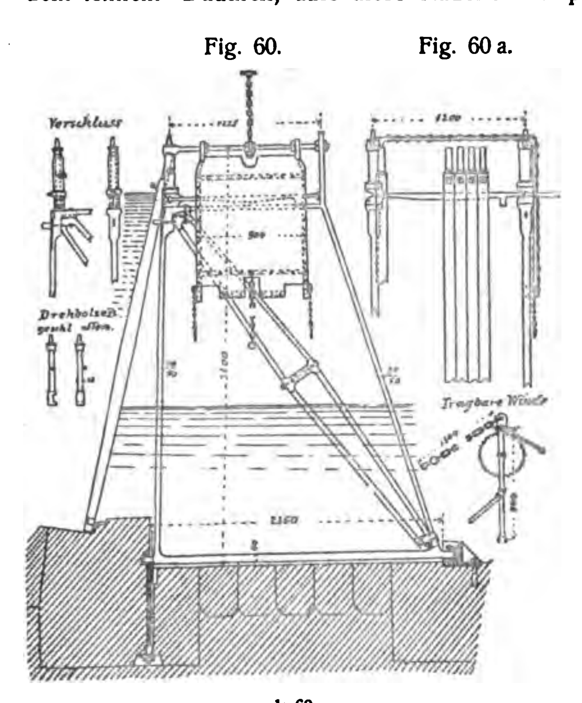
„ Fig. 7. Grösseres Nadelwehr mit fahrbarer Winde und Kran zum Aufziehen der Nadeln, in der Seine bei Port-à-l'Anglais. Die Nadeln sind hier am oberen Ende mit einem Haken versehen, welcher mit seinem unteren Teil über das als Nadellehne dienende Rundeisen greift, so zwar, dass die Nadeln unter Durchlassung des Wassers daran hängen bleiben, sobald sie unten von der Schwelle losgerückt werden. Demnach kann hier das Wehr geöffnet werden, ohne die Nadeln ganz zu beseitigen. Der obere, nach vorne abgebogene Teil dieses Hakens dient zum Anfassen durch die Winde beim Losrücken der Nadeln, während das vollständige Emporziehen mittels eines am oberen Bügel angreifenden Schwengel-Krans geschieht (ZdI. 1882, Taf. XXX — Hdl.).

Die nachstehenden Textfiguren 60—60 a zeigen die Anordnung der bei der Kanalisierung des Mains zwischen Frankfurt und Mainz angewendeten Nadelwehre (vollendet 1886), welche Konstruktion bereits früher (in den dreisiger Jahren) in Frankreich, und später (1845) in der belgischen Maas mit gutem Erfolg zur Anwendung gekommen ist.

Die Wehrböcke bestehen hier entsprechend der Textfig. 60, aus Volleisen, und haben eine gegenseitige Entfernung von 1,2 m. Dieselben sind am oberen Ende durch eine Laufbrücke mit einander verbunden, welche aus einer Reihe von Blechtafeln besteht, die mit dem einen Ende an einem Bocke drehbar befestigt sind, während sie mit dem anderen Ende durch geissfussartige Klauen den folgenden Bock fassen. Zur Sicherung gegen ein Abheben dieses Endes dienen die an einem Kettchen hängenden Vorstecker, wie selbe in Figur 60 ersichtlich sind. Diese sonst zweckmässige Anordnung hat jedoch den Nachteil, dass die Eisenplatten leicht schlüpfrig werden (vergl. GC. 1888—89, S. 21).

Die Böcke sind ausserdem unter der Laufbrücke noch durch eine Reihe von Eisenstangen mit einander verbunden, gegen welche sich die oberen Enden der Nadeln lehnen. Dadurch, dass diese Nadellehnen plötzlich ausgelöst werden können, ist es möglich sämtliche Nadeln zwischen zwei Böcken auf einmal zu beseitigen, was zur Vermeidung von Überschwemmungen bei plötzlich eintretendem Hochwasser oft nötig ist. Die bezügliche Vorrichtung (von Kummer) besteht darin, dass die Nadellehne mit dem einen Ende um eine vertikale Achse drehbar an dem einen Bocke befestigt ist, während sie sich mit dem anderen Ende gegen das halbzylindrische Ende eines Drehbolzens lehnt, durch dessen Drehung um 90° das Stangenende frei gemacht werden kann, worauf dann die Stange durch den Druck der Nadeln wagrecht abgerückt wird. Damit die Nadeln hierbei nicht fortgeschwemmt werden sind dieselben an einer längeren Leine befestigt, welche durch die an ihrem Kopfe angebrachten Oesen gezogen ist, und werden dann unterhalb des Wehres emporgezogen. Die Bewegung des Drehbolzens geschieht durch einen Stockschlüssel, welcher auf den viereckigen Kopf des Bolzens aufgesetzt wird.

Fig. 60. Fig. 60 a.



1: 60.
Nadelwehr im Main zwischen Frankfurt & Mainz.

Zum Aufrichten und Niederlegen der Böcke wird die nebenan ersichtliche tragbare Winde angewendet, welche mit ihren Klauen an der obersten Querstange eines Bockes aufgestellt, und mittels Carabinerhaken an den vorhergehenden Bock, bezw. einen am Widerlager befindlichen Ring befestigt wird. Die Nadeln bestehen aus Tannenholz, sind in der Mitte stärker als an den Enden und gegen Abnutzung an der Anschlagstelle mit einem kleinen Blechbeschlag versehen (ZfB. 1888).

Taf. 8, Fig. 8—8 e. Neuere Nadelwehr-Anlage der Oder-Kanalisierung bei Sowade. Wie aus dem Lageplan Fig. 8 zu ersehen hat dieses Wehr drei Öffnungen, von denen die rechtsufrige als Schiffsdurchlass dient, der also bei höheren Wasserständen für den Durchgang der Schiffe (zur Vermeidung der Schleusung) offen gehalten wird. Fig. 8 a und 8 b zeigen bezw. den Querschnitt und Längenschnitt des Schiffsdurchlasses, Fig. 8 c—8 d die Anordnung der Böcke und Nadeln bei demselben, und Fig. 8 e den Stoss der aus röhrenförmigen Stäben bestehenden oberen Nadellehne. Zum Aufziehen und Niederlegen der Böcke dient auch hier eine Winde gleicher Art wie im vorigen Beispiel (AB. 1898, Bl. 2 — vergl. die gleichartigen Nadelwehre des Dortmund-Ems-Kanals, ZfB. 1901, S. 575).

„ Fig. 9—9 c. Nadelwehr mit neuerer Stauregelungs-Vorrichtung bei der Kanalisierung der Fulda. Bei der gewöhnlichen Anordnung der Nadelwehre werden die Nadeln beim Einsetzen durch das plötzliche Anschlagen gegen die Schwelle und den dadurch erlittenen Stoss so stark beansprucht, dass sie oft brechen. So wurden bei der kanalisierten Fulda im Jahre 1898 im ganzen 392

Nadeln verbraucht, wovon 286 beim Einsetzen zur Regelung des Staues brachen. Es wurden daher die neuen Nadelwehre bei diesem Flusse — deren allgemeine Anordnung aus Fig. 8—8a zu ersehen ist — so ausgeführt, dass besondere ausrückbare Nadeln (Hebelnadeln) eingesetzt wurden, welche zur Regelung des Staues nicht ausgehoben und wieder eingesetzt, sondern nur entsprechend Fig. 8b—8c ein-, oder ausgerückt werden, wodurch der Anschlag und die Aufhebung des wichtigen Zusammenhanges in der Nadelwand vermieden wird. Hierbei werden zur Senkung des Wasserspiegels die ausrückbaren Nadeln mit den gekrümmten Hebeln *H*, die sich gegen die Nadellehne stützen, oben aus der Nadelwand ausgerückt (Fig. 8c) und dabei um das untere am Wehrboden stehen bleibende Ende so weit gedreht, dass sie in die lotrechte Lage zu stehen kommen. Das Wasser fliesst dann durch die so geöffneten Schlitze ab. Soll umgekehrt der Wasserspiegel gehoben werden, so werden die Schlitze durch Zurücklegen der Hebel geschlossen, wobei der Wasserdruck die Nadeln wieder in die Schlitze hineinpresst. Um dies zu erleichtern erhalten diese Nadeln einen keilförmigen Querschnitt. Zur leichteren Handhabung des Hebels ist das Ende desselben in einen Dorn ausgeschmiedet, über welchen zur Verlängerung des Hebelarmes und als Handgriff ein Gasrohr geschoben wird. Damit die ausrückbaren Nadeln ihre Standsicherheit in geöffnetem Zustand nicht verlieren, bleiben auf jeder Seite derselben zwei gewöhnliche Nadeln stehen. Ein Mann kann in einer Minute sieben Nadeln ausrücken und dreissig Nadeln schliessen (ZfB. 1900, S. 422).

Berechnung der Nadeln.

Taf. 8, Fig. 10. Verteilung des Wasserdruckes gegen die Nadeln. Die Berechnung der Dicke der Nadeln geschieht in gleicher Weise wie diejenige der Schützenständer. Ist α der Neigungswinkel der Nadeln gegen die Vertikale, so sind die Längen des im Oberwasser und im Unterwasser eingetauchten Teiles bezw.

$$m = h \sec\alpha \text{ und}$$
$$m_1 = h_1 \sec\alpha,$$

wenn h und h_1 bezw. die Tiefen des Ober-, und Unterwassers über der Schwellenkante sind. Wird von der Nadelbreite (in der Längenrichtung des Wehres) die Einheit in Betracht gezogen, so ist der gegen diesen Teil der Nadel auf die ganze Länge m vom Oberwasser ausgeübte Druck:

$$P = \gamma m \frac{h}{2}$$

und analog der vom Unterwasser auf die Länge m_1 wirkende Druck:

$$P_1 = \gamma m_1 \frac{h_1}{2}.$$

Das Biegungsmoment in der Entfernung x vom unteren Stützpunkt ist dann entsprechend der Formel 1) auf Seite 123:

$$M = \frac{P}{3\,m^2 l}\left[m^3(l - x) - l(m - x)^3\right] - \frac{P_1}{3\,m_1^2 l}\left[m_1^3(l - x) - l(m_1 - x)^3\right] \quad ..\ 5)$$

woraus sich für $\frac{dM}{dx} = o$ die Entfernung des grössten Biegungsmomentes

$$x = \frac{1}{P - P_1}\left\{Pm - P_1 m_1 - \sqrt{(Pm - P_1 m_1)^2 - \frac{P - P_1}{3\,l}\left[Pm^2(3\,l - m) - P_1 m_1^2 (3\,l - m_1)\right]}\right\} \quad ..\ 6)$$

und durch Einsetzung dieses Wertes in 5) der Wert von max M ergibt.

Für $P_1 = o$ wird

$$x = m\left(1 - \sqrt{\frac{m}{3l}}\right) \text{ und}$$

$$\max M = \frac{Pm}{3l}\left(l - m + \frac{2m}{3}\sqrt{\frac{m}{3l}}\right) \quad \text{7)}$$

Die an der Stelle des grössten Momentes erforderliche Dicke der Nadel ist dann entsprechend Formel 4) Seite 123, bei Berücksichtigung, dass hier $a = 1$:

$$d = \sqrt{\frac{6 \max M}{k}} \quad \text{8)}$$

Für andere beliebige Stellen wird das Moment M durch Einsetzen des bezüglichen Wertes von x in Formel 5) erhalten und in Formel 8) eingesetzt.

Die Breite a der Nadeln ist einerseits so gross anzunehmen, dass die nötige Steifheit gegen seitliches Ausknicken und gegen Brüche beim Transport erlangt wird, während dieselbe andererseits durch das grösste zulässige Gewicht mit Rücksicht auf die Handhabung beschränkt ist. Eine grössere Breite ermöglicht auch eine Beschleunigung des Einsetzen und der Herausnahme der Nadeln. — Nun ist aber ferner auch zu beachten, dass die Biegungsmomente mit Rücksicht auf den oben erwähnten Stoss, den die Nadeln beim Einsetzen erleiden, in Wirklichkeit viel grösser werden können, als die Ergebnisse obiger Formeln, während andererseits das Einsetzen in der Regel nicht bei der grössten Stauhöhe stattfindet, wie selbe in den Formeln vorausgesetzt ist. Man dürfte aber jedenfalls nicht zu weit gehen, wenn man mit Rücksicht hierauf für die Biegungsmomente M den doppelten Wert, oder für die zulässige Inanspruchnahme des Materials den halben Wert von dem sonst gebräuchlichen, also etwa $k = 30$ bis 40 kg/qcm annimmt.

Klappenwehre.

Diese Wehre bestehen aus lotrechten oder etwas geneigten hölzernen, oder meistens eisernen Tafeln (Klappen), die um eine wagrechte oder lotrechte Achse drehbar, und gegen den Wasserdruck in verschiedener Weise gestützt sind. Die Klappen erhalten in der Regel eine Breite von etwa 1,0 bis 2,0 m und eine Höhe bis zu etwa 4,5 m, und werden dieselben in einer Reihe dicht an einander stossend aufgestellt. Doch sind bei gewissen Wehrarten in Europa (bei Trommelwehren) Klappen bis zu 10 m Breite und in Amerika solche von über 48 m Breite zur Anwendung gekommen.

Ausser inbezug auf die Richtung der Drehachse werden die beweglichen Wehre noch eingeteilt in solche, die durch Menschenhand oder durch Maschinenkraft geöffnet und geschlossen werden, solche die sich bei bestimmtem Wasserstand durch den Wasserdruck selbsttätig öffnen, solche die sich bei bestimmten Wasserständen durch den Wasserdruck selbsttätig öffnen und schliessen, und solche die bei beliebigem Wasserstand durch den Wasserdruck geöffnet und geschlossen werden können.

Die Klappenwehre haben gegenüber den anderen beweglichen Wehren den Vorteil, dass sie ein rasches Öffnen und Schliessen ermöglichen, wobei nur ein verhältnismässig geringer oder gar kein Kraftaufwand erforderlich ist, dagegen

in den meisten Fällen den Nachteil verhältnismässig hoher Anlagekosten und umso höherer Unterhaltungskosten, je mehr Teile sich ständig unter Wasser befinden, deren Reparatur überdies mit grossen Schwierigkeiten und Zeitverlusten verbunden sein kann. Bei den selbsttätigen Wehren kann auch der durch das plötzliche Öffnen sämtlicher Klappen stattfindende plötzliche Abfluss grösserer Wassermassen für die Schiffahrt gefährlich sein, und zu schädlichen Auskolkungen Veranlassung geben.

Klappenwehre mit wagrechter Drehachse.

Wehre die von Hand oder durch Maschinenkraft geöffnet und geschlossen werden.

Zu dieser Kategorie gehören hauptsächlich Wehre mit Klappen, bei denen sich die aus zwei Scharnieren bestehende Drehachse an der unteren Kante der Klappe befindet. Die Abstützung der Klappe geschieht meistens durch eine geneigte Strebe, die am oberen Ende mittels Scharnier an der Klappe befestigt ist, während sich das untere Ende gegen eine Stützplatte an der Wehrsohle stemmt. Das Niederlegen der Klappen geschieht dann durch Abrücken der Streben vom Stützabsatze, was je nach der Konstruktion der Stützplatte in verschiedener Weise bewerkstelligt werden kann. Eine häufig angewendete Anordnung ist diejenige von Chanoine, wobei sich neben dem Stützabsatze eine Gleitrinne befindet, in die die Strebe abgleitet, sobald dieselbe vom Absatz seitlich abgerückt wird. Dies kann entweder von einem Boote aus mittels eines Wehrhakens, oder vom Ufer aus mittels einer Zugstange geschehen, wie dies später näher besprochen werden soll. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 9, Fig. 1—1a. Aufsatz der Wehranlage im Ain-Flusse des Elektrizitätswerkes Saut-Mortier. Es ist dies ein beweglicher Wehraufsatz auf einem massiven Wehr, bestehend aus eisernen Klappen von 1,2 m Höhe und 1,5 m Breite, die in vorgenannter Weise niedergelegt werden (GC. 1901 I, N:o 974, S. 232).
Von ähnlicher Art ist auch das bewegliche Wehr von Jesovits (ÖM. 1895, S. 331).

Das Aufrichten solcher Klappen geschieht entweder von Hand durch Betreten der Wehrsohle oder, wenn dies bei stärkerem Wasserzufluss nicht tunlich ist, vom Oberwasser von einem Boote oder von einer Laufbrücke aus, wobei die Klappen mittels eines Wehrhakens oder mittels Kette aufgezogen werden. Im letzteren Falle kann auch eine Winde zur Anwendung kommen. Da man aber hierbei sowohl die Stosskraft des gegen die Klappe strömenden Wassers als auch den durch den Aufstau bedingten Druck zu überwinden hat, so gestaltet sich bei dieser Anordnung das Aufziehen umso schwieriger, je grösser die Wassermassen und die Geschwindigkeit sind, und je mehr durch die fortschreitende Absperrung des Flusses die Stauhöhe zunimmt. Es empfiehlt sich daher diese

Anordnung auch nur bei kleineren Klappen. Dieser Übelstand ist aber bei der folgenden Anordnung vermieden.

Taf. 9, Fig. 2. Klappenwehr von Thenard. Von den hierbei angewendeten Doppelklappen ist die stromabwärts gelegene Stauklappe *a* von gleicher Art wie vorher beschrieben, während die andere Klappe *b* (Gegenklappe) nur zur Erleichterung des Aufrichtens der Stauklappe dient und niedriger sein kann als diese. Das Aufrichten der Stauklappen geschieht nämlich hier mittels Wehrhaken vom Oberwasser, von einem Boote oder einer Brücke aus, wobei zuerst die Gegenklappe aufgerichtet, und in deren Schutz dann die Stauklappe aufgezogen wird. Da die Gegenklappe etwas nach rückwärts geneigt ist, so fällt sie nach Aufrichtung der Stauklappe von selbst wieder nieder. Bei niedergelegter Stauklappe braucht dann die Gegenklappe nur etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Druck der Strömnng von selbst aufrichtet, und dann durch eine Kette in der höchsten Lage festgehalten wird (Zdl. 1882, S. 514).

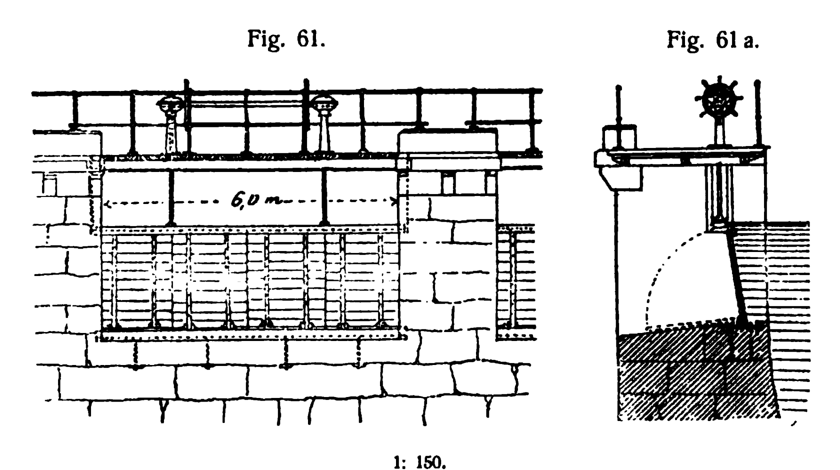
Thenard verwendete zuerst im Jahre 1829 ein derartiges Wehr als Aufsatz auf einem festen Wehre im Isleflusse, wobei die Klappen eine Höhe von 1 m und eine Breite von 2 m hatten.

„ Fig. 3. Thenard'sches Klappenwehr angewendet in Indien. Hierbei ist die Gegenklappe statt mittels Kette, durch ein Gelenk nach rückwärts verankert, wodurch diese Klappe nicht von selbst niederfällt, sondern nur beim Niederdrücken des Gelenkes (AB. 1884, Bl. 47).

Bei Öffnungen von kleiner Weite zwischen festen Widerlagern oder Pfeilern kann auch die Stützung mehrerer Klappen an der oberen Kante durch einen gemeinsamen Balken in Frage kommen, durch dessen Emporziehen die Klappen frei werden und umfallen.

Eine solche Klappenwehranlage zeigen die in nachstehender Textfig. 61—61 a ersichtlichen Klappen-Aufsätze bei den Überfällen des Stauweihers von Jaispitz in Mähren. Die Anlage besteht aus zwei Überfallöffnungen von je 6,0 m lichter Weite, welche durch je vier Klappen von 1,5 m Höhe geschlossen sind. Diese sind um Scharniere an der unteren Kante drehbar, während sie sich mit der oberen Kante gegen einen eisernen ⊢⊣ Träger lehnen, welcher sich mit seinen Enden gegen die gemauerten Pfeiler stützt. Derselbe hängt an zwei Zahnstangen, durch

Fig. 61. Fig. 61 a.



1: 150.
Klappenaufsatz beim Stauweiher von Jaispitz.

welche er bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes emporgezogen wird, worauf sämtliche vier Klappen gleichzeitig niederfallen (ÖM. 1895, S. 132).

Von anderen zu dieser Kategorie gehörenden Wehrtypen wären noch folgende zu erwähnen:

Taf. 9, Fig. 4. Das Segmentwehr. Bei dieser Konstruktion besteht die stauende Wand aus einer Wehrtafel in Form eines Zylindersegments, welches durch Speichen mit der über Wasser befindlichen Drehachse in Verbindung steht, und mittels einer Winde in verschiedene Höhen gehoben werden kann, wodurch sich die Stauhöhe verändern lässt. Diese Anordnung ist somit von gleicher Art wie das früher besprochene Zylinderschützenwehr, von dem sich aber das Segmentwehr ausser dadurch, dass bei diesem das Oberwasser auf der konkaven Seite liegt, durch die Art des Anschlusses an die Wehrsohle, wesentlich unterscheidet. Durch diesen tangentiellen Anschluss ist zwar die Veränderlichkeit der Stauhöhe ermöglicht, wogegen aber dadurch kein dichter Anschluss an die Wehrsohle erreicht ist. Das zu hebende Gewicht lässt sich auch hier durch Gegengewichte mindern (Frz.—ZfB. 1864).

„ Fig. 5. Selbsttätiges Rolladen (Jalousie)-Klappenwehr. Die Klappen *ab* bestehen hier, wie die Caméré'schen Rolladen, aus wagrechten Holzstäben, welche mittels durchgezogener Lederriemen mit einander in Verbindung stehen und an den Fugen mit Lederstreifen abgedichtet sind. Am unteren Ende ist die Klappe an einer Bodenschwelle befestigt, und lehnt sich an den Seiten gegen Rahmen, welche nach dem Oberwasser zu gebogen sind. Die Holzstäbe werden hier durch den Auftrieb und den Druck des aufgestauten Wassers stets gegen diese Rahmen angedrückt. Über solche Klappen können Schiffe mit schräg ansteigendem Boden nach beiden Richtungen unmittelbar hinweg fahren, wobei die Klappe, wie in der Figur mit punktierten Linien angedeutet, niedergedrückt wird, worauf dieselbe nach dem Durchgang des Schiffes von selbst wieder emporsteigt.

In Holland, wo derartige Wehre hauptsächlich Anwendung finden, werden die Rahmen auch geradlinig schief ausgeführt (ZfB. 1852, S. 395 — Frz.).

„ Das Schwimmklappenwehr nach dem Vorschlag von Grohmann. Hierbei sind die als hohle Blechkasten gedachten Klappen *K* mit ihrer auf ungefähr $\frac{2}{5}$ der Höhe angebrachten Drehachse zwischen je zwei Poirée'schen Böcken so eingehängt, dass sie bei geschlossenem Wehr einen Winkel von 45° gegen die Vertikale bilden. Der wasserdichte Abschluss an der Wehrsohle wird dadurch erreicht, dass am unteren Ende der Klappe eine Holzschwelle angebracht ist, die sich an eine in der Sohle eingelassene Eisenplatte *P* anschliesst. Die Klappe wird — wie mit punktierten Linien angedeutet — auf der Wasserfläche schwimmend eingeführt (daher der Name) und mit ihren Drehzapfen in die in vertikaler Richtung stellbaren, vorne offenen Lager unmittelbar eingebracht, oder mittels Winde in dieselben gehoben. Nachdem dies geschehen werden die Klappen aufgerichtet, was entweder mittels der vom oberen Ende der Klappe zur Winde *W* geführten Kette *L*, oder durch Einlassen von Ballastwasser in den unteren Teil der Klappe geschieht. Ausser dieser Anordnung werden von Grohmann noch mehrere andere Variationen der Klappe vorgeschlagen (ÖZ. 1902).

Klappenwehre die sich bei bestimmtem Wasserstand selbsttätig öffnen.

Bei den in diese Gruppe gehörenden Wehren werden die Klappen durch den Wasserdruck umgelegt, sobald der Wasserstand eine bestimmte Höhe erreicht hat, während aber das Aufrichten derselben durch eine äussere Kraft geschehen muss. Bei denselben befindet sich die Drehachse entweder an der unteren oder

an der oberen Kante oder dazwischen, und geschieht das Öffnen entweder dadurch, dass bei unten liegender Drehachse die die Klappe stützenden Streben durch den Wasserdruck losgerückt werden, oder dadurch, dass die Klappe durch Gegengewichte geschlossen gehalten, und deren Wirkung durch den Wasserdruck bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes überwunden wird, oder dadurch, dass die Klappe zweiflügelig ist und geschlossen bleibt, so lange sich die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse befindet, während sie beim Überschreiten dieser Grenze umkippt. Die folgenden Beispiele zeigen die wichtigsten der zur Anwendung gekommenen selbsttätigen Klappenwehre dieser Art.

Taf. 9, Fig. 7—7a. Klappenwehr von Brunner. Hier bestehen die Klappen aus zwei über einander gestellten Teilen, von denen der untere um Scharniere an der unteren Kante drehbar, und durch ausrückbare Streben gestützt ist, an deren Verlängerung der obere Teil der Klappe angebracht ist. Wenn daher das aufgestaute Wasser über diesen Teil bis zu einer gewissen Höhe ansteigt, werden durch dessen Druck die Streben ausgerückt, und die Klappen fallen um (Fig. 7a). Dieselben haben eine Breite von 1,5 bis 2,0 m (DB. 1890, S. 561).

„ Fig. 8. Klappenwehr von Doell. Diese Klappe dreht sich um eine an der oberen Kante befindliche Drehachse, und wird durch das stellbare Gegengewicht *g* gegen den Bodenfalz *a* so stark angedrückt, dass dieser Druck erst bei einer bestimmten Stauhöhe durch den Wasserdruck überwunden wird, infolge dessen sich die Klappe öffnet. Das über der Klappe befindliche, gleichfalls stellbare Gegengewicht (Obergewicht) *h* bezweckt, durch das dem Gewichte *g* entgegengesetzt wirkende Drehmoment, die Klappe vollständig zu öffnen. Über die wagrechten Arme der Gegengewichte *g* kann ein Bohlenbelag als Gehsteg gelegt sein.

Diese Klappen werden auch bei Abzugskanälen (z. B. in Bremen) als selbstthätige Spülvorrichtung angewendet (CBl. 1887, S. 453 — 1889, S. 440).

„ Fig. 9—10a. Klappenwehr von Carro, wobei die Drehachse durch zwei Gelenkstangen auf der Oberwasserseite mit der Wehrsohle verankert ist, und wobei sich die Klappen mit der unteren Kante gegen einen stromabwärts gelegenen Absatz stützen. Die aufrecht gestellten Klappen verbleiben somit in dieser Stellung so lange sich die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse befindet, während sie beim Überschreiten dieser Grenze umkippen. Befindet sich die Drehachse auf $\frac{1}{3}$ der Höhe so wird das Umkippen eintreffen, sobald der Wasserstand die obere Klappenkante überschreitet.

Die Anordnung Fig. 9—9b ist bei den Bewässerungsanlagen in Indien (Kistna-Delta, Madras) in Anwendung. Hierbei sind die eisernen Klappen an der unteren Kante mit einem Gleitschuh versehen, während sie bei der von Carro vorgeschlagenen Ausführung Fig. 10—10a mit Laufrollen versehen sind. Das Aufrichten geschieht vom Oberwasser aus, entweder von einem Boote mittels Wehrhaken, oder entsprechend Fig. 10 mittels Zugkette von einer beweglichen Laufbrücke aus, wobei eine Winde *W* zur Anwendung kommen kann (Engg. Nws. 1901 Nov. 7 — AB. 1884 — CBl. 1890, S. 212).

„ Fig. 11. Klappenwehr von Greve, wobei sich die Klappen gegen eine auf der Unterwasserseite befindliche Schwelle und gegen je zwei von der Drehachse ausgehende und mit der Sohle stromabwärts verankerte Gelenkstangen *S* stützen, nebstdem sie durch Ketten *K* mit der Schwelle verankert sind. Hierbei verbleibt somit die Klappe aufrecht, solange der Wasserstand so niedrig ist, dass sich der Druckmittelpunkt unterhalb der Drehachse befindet, wobei ein Umkippen durch die Kette verhindert wird. Sobald aber der Druckmittelpunkt die

Drehachse überschreitet, kippt die Klappe um und sinkt in die punktierte Lage nieder. Die Klappen können auch hier wie im vorigen Falle an der unteren Kante entweder mit einem Gleitschuh oder mit Rollen versehen sein (CBl. 1883, S. 339).

Taf. 9, Fig. 12. Selbsttätiges Klappenwehr mit fester Drehachse, die hier an festen Ständern *S* angebracht ist. Auch hier verbleibt die Klappe aufrecht, solange die Mittelkraft des Wasserdrucks unterhalb der Drehachse liegt, und kippt in die punktierte Lage *ab* um, sobald diese Grenze überschritten wird. Diese Anordnung hat jedoch den Nachteil, dass Klappen und Ständer bei geöffnetem Wehr der Strömung und der Zerstörung durch schwimmende Gegenstände ausgesetzt sind.

„ Fig. 13—13 a. Klappenwehr von Chanoine. Diese im Jahre 1850 aufgekommene Konstruktion zeichnet sich durch besondere Zweckmässigkeit aus, weshalb dieselbe namentlich in Frankreich eine ausgedehnte Anwendung gefunden hat. Die Anordnung und Wirkungsweise der Klappen ist hier ähnlich der vorigen, deren angeführter Nachteil aber dadurch vermieden ist, dass anstatt der festen Ständer zur Stützung der Klappe eine zweiteilige Strebe verwendet wird. Hiervon bildet der eine Teil einen Rahmen, welcher mit dem oberen Ende an der Drehachse der Klappe und mit dem unteren an der Sohle in Scharnieren beweglich ist, während die andere einfach, am oberen Ende gleichfalls an der Drehachse mittels Scharnier befestigt, mit dem unteren Ende aber gegen eine Stützplatte angesetzt ist, und in gleicher Weise wirkt, wie bei den Thenard'schen Klappen. Es ist dies somit eine zweckmässige Kombination der Anordnungen Fig. 2 und Fig. 12, wobei die Stauklappe von Fig. 2 in einen durchbrochenen Rahmen verwandelt ist, auf welchen eine um dessen obere Kante drehbare Klappe entsprechend Fig. 12 gesetzt ist.

Die Stützplatte (Fig. 13 a) hat einen Vorsprung gegen welchen sich die Strebe stützt, und daneben eine Rinne in welche die seitwärts verschobene Strebe abgleitet, wenn die Klappe niedergelegt werden soll. Dieses seitliche Verschieben der Streben kann entsprechend der ursprünglichen Anordnung von Chanoine vom Ufer aus geschehen, mittels einer unter den Strebenfüssen durchlaufenden, mit Daumen versehenen Zugstange bei deren Verschiebung die Streben mitgenommen und zur Gleitrinne gebracht werden. Durch geeignete gegenseitige Entfernung der Daumen können die Klappen in beliebiger Folge umgelegt werden. Die Zugstange bildet am Ende eine Zahnstange in welche ein Zahnrad mit lotrechter Welle eingreift wodurch der Bewegungsmechanismus am Ufer von beliebiger Höhe gehandhabt werden kann.

Fig. 62.

Stützplatte von Pasqueau.

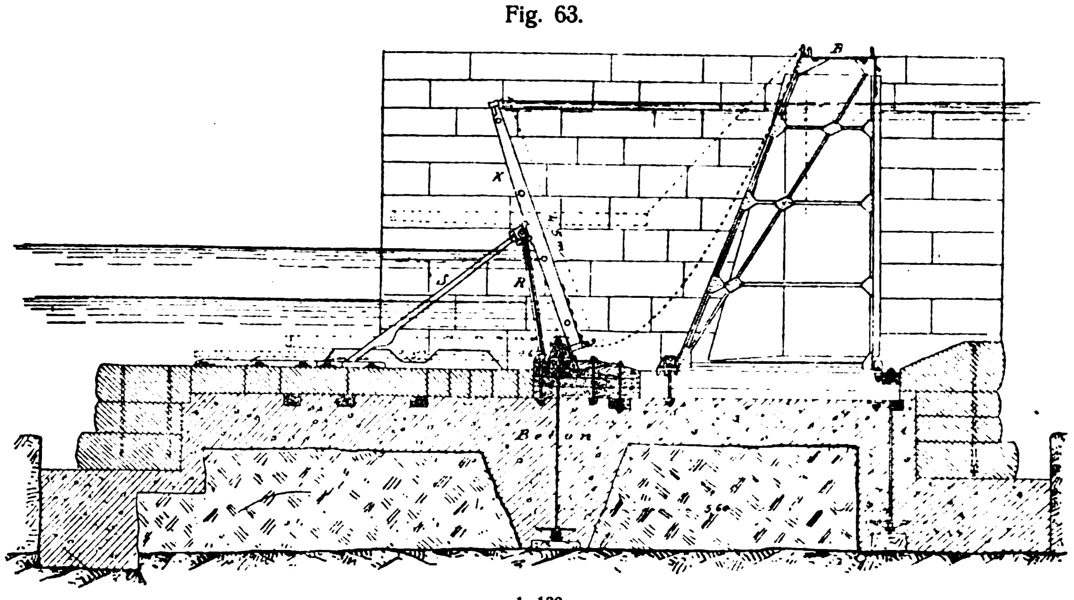
In neuerer Zeit wurde aber statt dieses komplizierten Apparates von Pasqueau die Stützplatte entsprechend Textfig. 62 so eingerichtet, dass die Strebe durch ein geringes Zurückziehen der (vorher umgelegten) Klappe nach dem Oberwasser zu gegen eine schräge Absatzfläche fällt, und längs derselben in die Gleitrinne (rechts) abgleitet. Beim Aufziehen der Klappe verlässt die Strebe wieder von selbst diese Gleitrinne und gelangt längs einer anderen Rinne (links) wieder zum Stützenabsatz, in den sie dann einfällt. Das Aufziehen der Klappen geschieht entweder von einem Boote oder einer Laufbrücke aus, im ersteren Falle mittels Wehrhaken, im letzteren mittels Kette und Winde (ZfB. 1865 — Cl. 1866).

„ Fig. 14—14 a. Klappenwehr von Chanoine mit Laufbrücke auf Poirée'schen Böcken über die Saône bei La Mulatière (Lyon), wo Pasqueau zum ersten Male obgenannte Stützplatten zur Anwendung brachte. Das Anziehen der Ketten behufs Aufstellens und Niedersenkens der Klappen geschieht hier mittels einer fahrbaren Dampfwinde. Auch an anderen Stellen sind in Frankreich Anlagen

gleicher Art zur Ausführung gekommen, z. B. in der Seine bei Port-à-l'Anglais (AB. 1884 — GC. Tome XIV 1888—89).

Eine grossartige Anwendung fand dieses System in neuerer Zeit bei der Kanalisierung des Great-Kanawha, eines Nebenflusses des Ohio in West Virginia, welcher behufs Fahrbarmachung der ca. 152 km langen Strecke von den

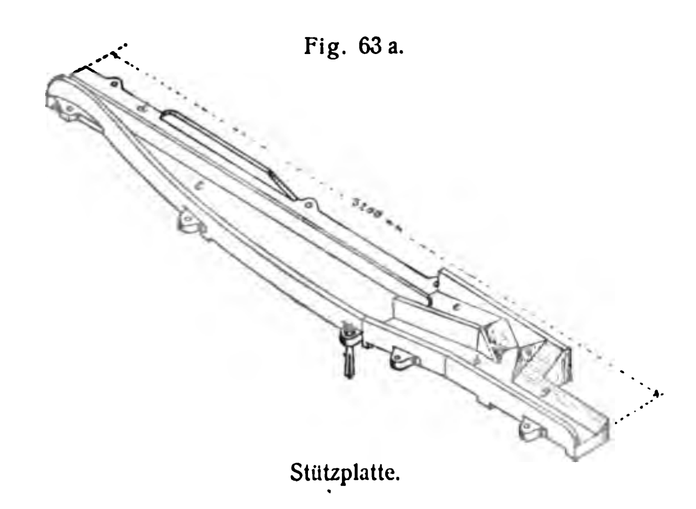
Fig. 63.



1: 130.
Klappenwehr im Great-Kanawha.

Kanawha-Fällen bei Ganley bis zur Mündung überall eine kleinste Wassertiefe von 2,1 m erhalten sollte. Zu dem Behufe wurden auf dieser Strecke bei einem gesamten Gefälle von 52 m, elf Wehre von 2 bis 3,6 m Stauhöhe und 158 bis 200 m Länge, mit seitlich eingebauten Kammersehleusen, errichtet. — Hiervon wurden die obersten zwei bereits im Jahre 1874 in Angriff genommen, und als feste Steinkistenwehre, mit einer grössten Stauhöhe von 3,6 m, hergestellt. Da aber im übrigen Teil des Flusses bei Hochwasser auch ohne Stau eine genügende Wassertiefe vorhanden ist, so wurde bei den anderen Wehren zum zeitweiligen Durchlassen der Schiffe (zur Vermeidung der mit dem Schleusen verbundenen Zeitverluste), und zur Regulierung der Wasserstände, ein Teil des Wehres auf eine Länge von 64 bis 113 m als Klappenwehr obiger Art ausgeführt.

Fig. 63 a.

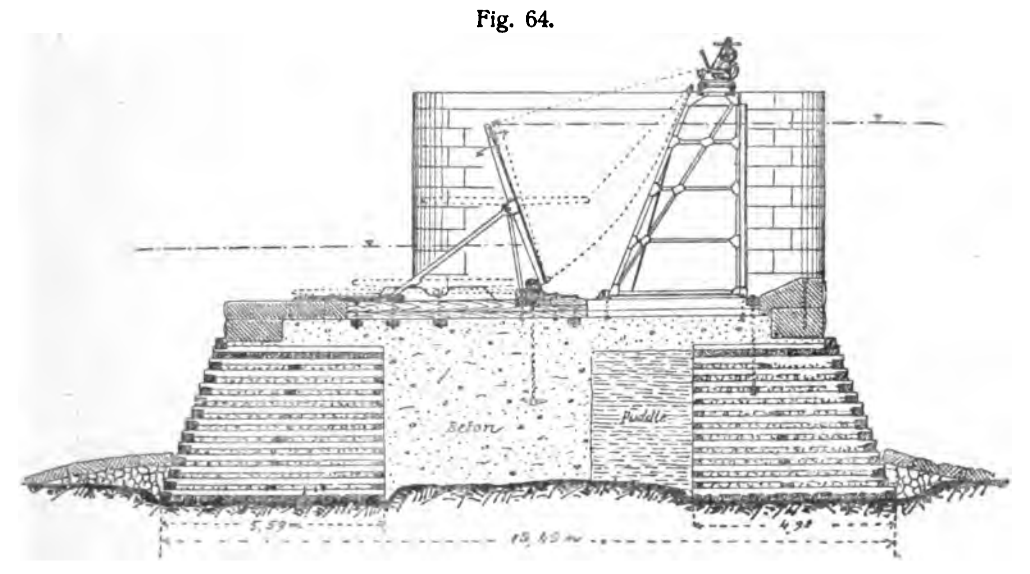


Stützplatte.

Diese in den Jahren 1880 bis 1896 hergestellten beweglichen Wehre sind, mit Aus-

nahme des untersten, sämtlich entsprechend Textfigur 63 auf den in 1,5 bis 4 m Tiefe unter Niedrigwasser gelegenen Felsen gegründet, während beim untersten Wehr, wo der aus festem Ton bestehende tragbare Untergrund erst in 5,7 bis 7,2 m Tiefe unter Niedrigwasser liegt, das Fundament entsprechend Textfig. 64, bestehend aus einer Betonschüttung und Lehmkern zwischen Steinkisten, ausgeführt wurde.

Fig. 64.



1: 190.
Klappenwehr im Great-Kanawha.

Diese Klappen bestehen aus Holz, und haben 4 $^1/_2$ m Höhe und 1,1 m Breite. Die Stützplatten für die Klappenstreben (Textfig. 63 a) erhielten hier eine etwas abweichende Form von der ursprünglichen Pasqueau'schen, indem die ableitende Gleitrinne *bc* hier in eine Spitze ausmündet, über welche das Strebenende dadurch in die andere Rinne *de* geführt wird, dass die Strebe nahe an ihrem Ende mit einem entsprechend hohen Ansatz versehen ist. Die Böcke der Laufbrücke haben einen gegenseitigen Abstand von 2,4 m und und eine Höhe von 5,1 m (ZfB. 1895 Ergänz. Heft — Engg. Nws. 1896, Aug. 13).

Wehre die sich bei bestimmten Wasserständen selbsttätig öffnen und schliessen.

Auch bei dieser Gruppe sind die Klappen ein- oder zweiflügelig. Im ersteren Falle befindet sich die Drehachse an der unteren Kante und wird die Klappe durch Gegengewichte so lange geschlossen gehalten, bis der Wasserstand eine gewisse Höhe erreicht, worauf sich die Klappe durch Umkippen öffnet. Hierbei kommen aber die Gegengewichte in eine solche Lage, dass sie die Klappe wieder zurückzudrehen streben, weshalb dieselbe wieder geschlossen wird, sobald der Wasserstand bis zu einer gewissen Grenze gesunken ist. Die zweiflügeligen Klappen dieser Art sind teils von gleicher Anordnung wie diejenigen der vorigen Gruppe, wobei die Klappe beim Öffnen nur so weit kippt, dass beide Flügel noch dem

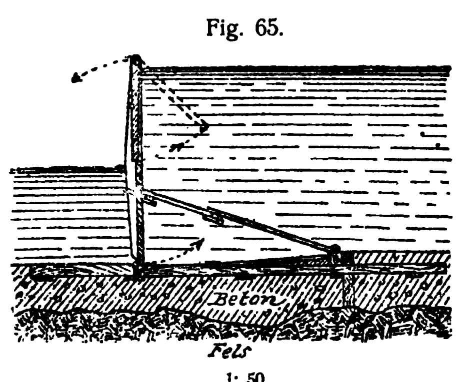
Wasserdrucke ausgesetzt bleiben. Sinkt dann der Wasserstand so tief, dass der auf den unteren Flügel wirkende Druck grösser ist als auf den oberen, so schliesst sich die Klappe wieder. Dies kann bei der früher besprochenen Anordnung Fig. 12 einfach dadurch erreicht werden, dass die Klappe durch Anbringung von Ketten *ac* verhindert wird weiter zu kippen, als bis zur geneigten Lage *cd*. Ferner gehören in diese Kategorie auch noch andere Wehrkonstruktionen besonderer Art.

Taf. 9, Fig. 15. Klappenwehr von Oppermann. Bei dieser in Frankreich angewendeten Konstruktion werden die aus Blech bestehenden Klappen *ab* durch ein stellbares Gegengewicht *g* in aufrechter Stellung erhalten, dessen Grösse und Lage so bemessen sind, dass dessen Moment in Bezug auf die Drehachse *a* bei Erreichung einer gewissen Stauhöhe durch jenes des Wasserdruckes gegen die Klappe aufgehoben wird, infolge dessen letztere umfällt. Da bei offener Klappe das Gegengewicht rechts von der Lotrechten durch die Drehachse zu stehen kommt, so schliesst sich die Klappe bei stärkerem Sinken des Wassers wieder von selbst (NA. 1875 — AB. 1884).

„ Fig. 16. Englisches Klappenwehr gleicher Art wie das vorige (AB. 1884).

Zu den besonderen Konstruktionen dieser Art gehört das Klappenwehr von M. D. Czvetkovics (Textfig. 65), wobei die Klappen die gleiche allgemeine Anordnung haben wie diejenigen von Carro (Fig. 9—10), die aber so eingerichtet sind, dass sie nicht nur bei Erreichung eines höheren Wasserstandes selbsttätig umfallen, sondern dass sie sich bei sinkendem Wasser wieder selbsttätig aufrichten. Letzteres wird dadurch erreicht, dass der obere Klappenteil mit einer nach dem Oberwasser zu aufschlagenden, um die obere Kante der Stauklappe drehbaren Gegenklappe versehen ist, die beim Niederfallen aufschwimmt, und dadurch den oberen Klappenteil öffnet. Hierdurch erhält aber der untere Klappenteil bei einer bestimmten Höhe des Oberwassers den Überdruck, infolge dessen sich die Klappe aufrichtet, und die Gegenklappe durch den Druck des Oberwassers wieder geschlossen wird.

Fig. 65.



1: 50.
Klappenwehr von Czvetkovics.

Ein solches Wehr von 70 m Länge kam z. B. im Moldauflusse als Aufsatz an dem festen Wehre der Papierfabrik von Ig. Spiro & Söhne in Krumau (Böhmen), und im Nezolkaflusse bei der Kunstmühle des Grafen Czernin zur Anwendung (ÖW. 1887, S. 65 — HZ. 1887, S. 47).

Klappenwehre die bei beliebigem Wasserstand durch den Wasserdruck zu schliessen und zu öffnen sind.

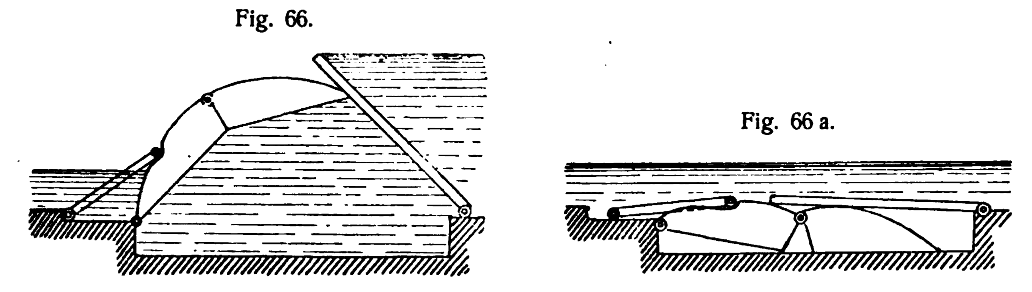
Die Wehrkonstruktionen dieser Gruppe sind im allgemeinen so eingerichtet, dass sich unter den Stauklappen ein geschlossener Raum befindet, welcher durch Schützen, Schieber oder Ventile mit dem Oberwasser oder mit dem Unter-

wasser in Verbindung gebracht werden kann. Hierdurch werden die Klappen im ersteren Falle entweder unmittelbar oder mittelbar, mithilfe von anderen Konstruktionsteilen, durch den inneren Wasserdruck aufgerichtet, während sie sonst unter der Einwirkung des äusseren Wasserdruckes niedergelegt werden. Zu der ersteren Art gehören die namentlich in Amerika beliebten in verschiedenen Variationen ausgeführten White'schen Klappenwehre und zu der anderen die Klappenwehre mit hydraulischen Pressen und die Trommelwehre.

Taf. 9, Fig. 17—17a. Das Doppelklappen-Wehr von Josua White. Diese von ihrem Erfinder schon im Jahre 1818 im Lehighflusse ausgeführte Wehrkonstruktion, ist seitdem in Amerika sehr beliebt geworden und wird dort in verschiedenen Variationen (als sog. Bärenfallen, bear traps) angewendet. Die Anordnung besteht aus zwei um die untere Kante drehbaren, gegen einander dachförmig geneigten Klappen, welche durch den Wasserdruck emporgehoben werden, oder über einander niederfallen, wenn auf dieselben von unten kein Überdruck ausgeübt wird. Zu diesem Behufe sind die Klappen zwischen Widerlagern oder Pfeilern eingeschlossen und steht der Raum D (Druckkammer) unter denselben durch zwei mit den Schützen S und S_1 (Fig. 17a) abschliessbaren Umlaufkanälen mit bezw. dem Oberwasser und dem Unterwasser in Verbindung. Wird daher die Schütze S_1 geschlossen und S geöffnet, so steigen die Klappen, während sie bei Schliessung von S und Öffnung von S_1 niederfallen. Durch an den Seitenwänden angebrachte Leisten wird das Spiel der Klappen begrenzt.

Da bei dieser Anordnung durch den Reibungswiderstand zwischen den beiden Klappen leicht ein Festklemmen derselben eintritt, sind später verschiedene andere Formen dieser Wehrkonstruktion zur Anwendung gekommen, von denen die wichtigsten folgende sind:

Eine Variation älterer Art ist die Anordnung von W. A. Jones (Textfigur 66—66a), wobei die Gegenklappe aus zwei gelenkartig mit einander verbundenen Teilen besteht.



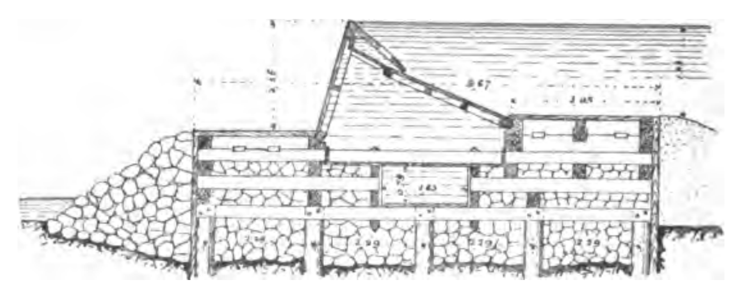
Klappenwehr von W. A. Jones.

Eine andere bis in die neueste Zeit viel angewendete Anordnung sind die sog. Parker-Gates, wie solche z. B. entsprechend Textfig. 67 in der kanalisierten Strecke des Rock-River (Illinois-Mississippi-Kanal) zur Anwendung gekommen sind. Weitere Beispiele dieser Art sind die folgenden.

" Fig. 18—19. Bärenfallen-Wehre von Parker und bezw. von Lang im Mississippi bei Minneapolis. Diese Wehranlagen haben sich namentlich mit Rücksicht auf die schweren Eisgänge und die vielen abwärts treibenden Baumstämme sehr gut bewährt. Ein anderes System von beweglichen Wehren wäre deswegen hier schwer anwendbar gewesen (CBl. 1900, S. 399).

Die gleiche principielle Anordnung hat auch das in Textfig. 68—68a ersichtliche, umstellbare Wehr (reversible hydraulic weir), welches dort zur Anwendung kommen kann, wo der höhere Wasserstand bald auf der einen bald auf

Fig. 67.

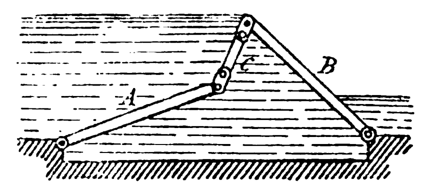


Klappenwehr im Rock-River.

der anderen Seite vorkommt, wie dies z. B. am Sandy Lake Dam (Minnesota), einem Speisebecken des Mississippi, der Fall ist. Die Bewegung dieser Klappen wird durch eingelegte Luftbehälter befördert, so lange der nöthige Wasserdruck nicht vorhanden ist (ZfB. 1895, Ergängzungsheft).

Fig. 68. Fig. 68a.

A C B



Klappenwehr am Sandy Lake Dam.

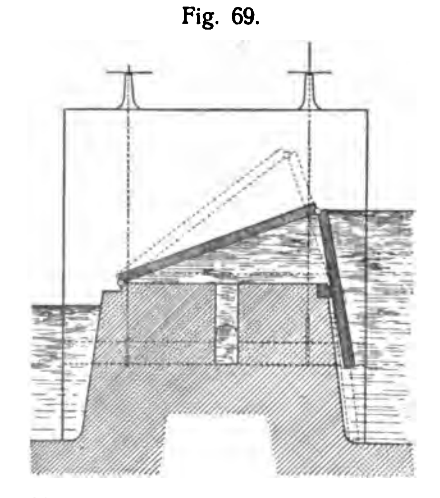
Taf. 9, Fig. 20. Doppelklappenwehr von Carro. Bei dieser Variation des White'schen Wehres sind die beiden Klappen oben bei *B* durch Gelenke mit einander verbunden, und ist die Stauklappe unten mittels Rollen auf einer gekrümmten Bahn *AE* nach dem Oberwasser zu beweglich (CBl. 1888, S. 230).

„ Fig. 21. Bärenfallen-Wehr von Cooley im Entwässerungskanal von Chicago. Diese neuere amerikanische Anordnung ist somit im Prinzip mit der obigen Konstruktion von Carro übereinstimmend, erbietet aber in ihren Einzelanordnungen besonderes Interesse. Die beiden Klappen *AB* und *BC* von bezw. 6,2 m und 11,2 m Breite haben die beträchtliche Länge von 48,77 m. Dieselben bestehen aus eisernen Trägern in 1,2 m Abstand von Mitte zu Mitte und einer darüber gelegten Blechhaut. Die untere Klappe *BC* hat überdies noch eine Holzbekleidung von 0,23 m Dicke, um die Eisenkonstruktion vor Beschädigungen durch das überstürzende Eis zu schützen. An dem Ende *A* der Träger der oberen Klappe sind Rollen angebracht, die auf eisernen Schienen längs der Mauerfläche A_1B_1 laufen. Das Emporsteigen der Klappen ist durch die Ankerketten *EF* begrenzt. Der Wasserzufluss und Abfluss unter denselben erfolgt durch den über die ganze Breite des Wehres laufenden Kanal *K*, von dem 19 Stichkanäle von 0,79 m Durchmesser abgezweigt sind.

Da der erreichbare Wasserdruck nicht imstande ist das bedeutende Gewicht der Klappen (die obere 153 000 kg, und die untere einschliesslich Holzbekleidung

231 000 kg) zu heben, so ist auf jeder Seite ein Gegengewicht von 147 500 kg angebracht, bestehend aus einem grossen, zum Teil mit Eisenballast gefüllten Zylinder der sich in einem Brunnen befindet und beim Niedergehen in Wasser eintaucht. Dadurch nimmt das Hebevermögen des Gegengewichtes mit dem Steigen der Klappe ab, so dass das Steigen immer langsamer geschieht und schliesslich ohne Stoss aufhört. Infolge dieser Anordnungen soll ein Wasserdruck von 0,38 m genügen, um die Klappen zu heben. Zur Vermeidung von Verdrehungen der Klappen infolge von ungleichem Steigen oder Fallen der beiden Enden werden besondere Vorrichtungen (mit Druckwasserpressen) angewendet (CBl. 1900, S. 399).

Fig. 69.



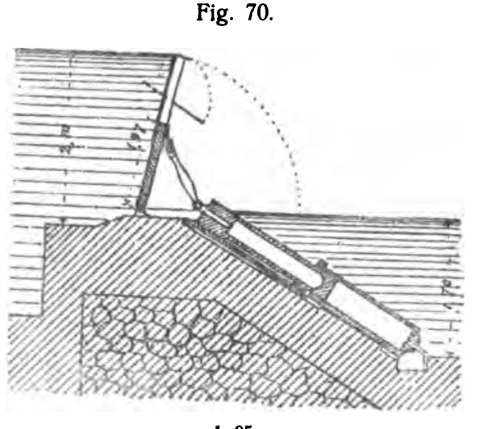
Klappenwehr im Entwässerungskanal von Chicago.

Nebenstehende Textfigur 69 zeigt die gleiche Anordnung, die ebenfalls im Entwässerungskanal von Chicago als Aufsatz auf einem festen Überfallwehr in Anwendung ist (TFF. 1900, S. 318).

Taf. 9, Fig. 22. Klappenwehr von Krantz. Dieses Wehrsystem ist eine Kombination des frühergenannten zweiflügeligen Klappenwehres mit fester Drehachse Fig. 12 und des Doppelklappenwehres von Carro Fig. 20, wobei aber die Gegenklappe aus einem hohlen Blechkasten (Schwimmer) besteht, während die Stauklappe zum selbsttätigen Umkippen bei höherem Wasserstand eingerichtet ist. Durch den Schwimmer wird das Aufrichten der Klappe bei niedrigeren Wasserständen erleichtert. Das System ist in Frankreich zur Anwendung gekommen.

Klappenwehre mit hydraulischen Pressen nach dem Systeme von Girard sind zuerst anfangs der siebziger Jahre zur Ausführung gekommen. Deren Anordnung ist aus Textfig. 70 (Wehr im Yonne-Flusse bei l'Île brûlée) zu ersehen. Dabei sind die um die untere Kante drehbaren Klappen durch je eine gelenkförmige Kolbenstange gestützt, welche von unterhalb der Klappen liegenden Presszylindern ausgehen. Letztere stehen durch je ein Zuleitungsrohr mit einer am Ufer aufgestellten Druckpumpe in Verbindung, die mittels Turbine in Bewegung gesetzt wird. Je nachdem dann unter Vermittlung eines Dreiweghahnes die Wehrzylinder mit Druckwasser gefüllt, oder mit dem Unterwasser in Verbindung kommen, werden die Klappen bezw. aufgerichtet oder niedergelegt, und zwar kann dies mit jeder Klappe einzeln, unabhängig von den übrigen geschehen.

Fig. 70.



1: 95.
Girard's Klappenwehr mit hydraulischen Pressen.

Im vorliegenden Falle bildet der obere Teil der Klappe eine selbsttätige

Drehklappe, die bei Erreichung eines gewissen Wasserstandes umkippt (GC. 1888—89, Tome XIV).

Taf. 9, Fig. 23. Klappenwehr mit hydraulischen Pressen von Greve. Die Klappe *AB* wird hier durch zwei Gelenkstangen *D* an der Drehachse festgehalten, und durch einen Presskolben *HJ* in aufrechte Stellung gebracht, wenn der Presscylinder *JK* mit Druckwasser gefüllt wird, während die Klappe niederfällt, wenn der Zylinder mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt wird. Hierbei gleitet die mit Rollen versehene Unterkante der Klappe längs der Bahn *AG* (CBl. 1883, S. 339).

„ Fig. 24—24a. Das Trommelwehr von Desfontaines. Dieses in den fünfziger Jahren erfundene Klappenwehr ist mit zweiflügeligen Klappen versehen, wobei der obere etwa um $\frac{1}{10}$ der Höhe kleinere Flügel (Oberflügel) die eigentliche Stauklappe bildet, während der untere (Unterflügel) in einem wasserdicht abgeschlossenen Raum *T* (Trommel, Wehrkammer) versenkt, und in demselben beweglich ist. Dieser Raum besteht aus der zylindrischen Vorderkammer (obere Kammer) und der rechteckigen Hinterkammer (untère Kammer) in welche die zwei Kanäle *a* und *b* münden, die durch Schützen oder Ventile mit dem Ober- oder Unterwasser in Verbindung gesetzt werden können. Wird der obere Kanal *a* wie in der Figur angedeutet, mit dem Oberwasser und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gesetzt, so werden die Klappen aufgerichtet, während behufs deren Senkung der untere Kanal *b* mit dem Oberwasser, und der andere mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht wird. Um bei niedergelegten Klappen den oberen Kanal *a* noch oberhalb des Unterflügels ausmünden zu lassen, ist letzterer entsprechend abgebogen. Zur Stützung der Drehachse erhält die Trommel an den Enden der Klappen Scheidewände aus Blech, welche entsprechend den Kanälen *a* und *b* ausgeschnitten sind. Die Trommel ist oben mit Blech abgedeckt.

Diese Wehre wurden ursprünglich zu Ende der fünfziger Jahre zur Erhöhung der festen Überfallwehre der kanalisierten Marne zwischen Paris und dem Rhein-Marne-Kanal angewendet, fanden aber später auch an anderen Stellen in und ausserhalb Frankreich eine ausgedehnte Anwendung. Im vorliegenden Beispiel (Wehr in der Marne bei Dammery) wurde das Trommelwehr in ein festes Holzwehr eingebaut, wobei die Trommel aus einem Blechmantel von 7 mm Stärke besteht. Die Klappen (Fig. 24a) erhielten beim oberen Flügel eine Breite und Höhe von bezw. 0,99 und 0,916 m, und beim unteren bezw. 0,953 und 0,92 m (AB. 1857, — Schw. Bztg. 1885, II. S. 67).

Taf. 10, Fig. 1—1b. Desfontaine'sches Trommelwehr in der Marne bei Joinville, als Aufsatz auf einem massiven Wehr. Fig. 1a zeigt einen Querschnitt der ganzen Wehranlage und Fig. 1b den Durchschnitt des Widerlagers, woraus die Einläufe zu den Kanälen *a* und *b* zu ersehen sind. Selbe sind durch Schützen *c* und *d* abschliessbar, welche mit einem Schwengel *ef* in Verbindung stehen, wodurch bei Öffnung des einen Kanals nach dem Oberwasser zu derselbe gegen das Unterwasser geschlossen wird, während gleichzeitig beim anderen Kanal das Umgekehrte eintritt (HZ. 1861, Bl. 449 — Cl. 1869 — AB. 1884).

„ Fig. 2—2d. Trommelwehr im Mühlgraben (Winterhafen) zu Oppeln (Zweig der Oder). Die ganze Wehranlage hat entsprechend dem Lageplan Fig. 2 eine Gesamtlänge von 38,5 m, wovon die seitlichen Teile *a*, *a*, von bezw. 9,0 und 20,5 m Länge, feste gemauerte Wehre von der früher besprochenen Anordnung sind (Taf. 3, Fig. 26), während der mittlere Teil *b* von 9,0 m Weite, aus einem zur Spülung des Mühlgrabens dienenden Trommelwehr besteht. Hierbei ist eine einzige, über die ganze Breite reichende Klappe angewendet, deren Drehachse durch Einschränkung der Hinterkammer auf ein geringes Mass (ca. 30 mm), unmittelbar auf dem Mauerwerk der Wehrkrone gelagert ist. Die Klappe ist hier zur Freilassung des Kanals *m* im stumpfen Winkel abgebogen und besteht aus

einem Gerippe von I Eisen von 158 mm Höhe (in gegenseitigen Entfernungen von 810 mm) und einer Blechabdeckung von 10 mm Dicke. Die äusserste Kante des Unterflügels ist für den Anschlag gegen das Mauerwerk zu beiden Seiten mit Holzleisten belegt. Der Oberflügel hat eine Höhe von 1822 mm und der Unterflügel eine solche von 2000 mm.

Die Wasserzuführung hinter dem Unterflügel erfolgt durch den unter dem Abfallboden des Wehres liegenden Kanal *n*, welcher mit der Hinterkammer durch vier Verbindungschlitze $o\,o_1$ . . von 0,5 m Höhe und 0,1 bis 0,2 m Breite in Verbindung steht (die zunehmende Breite behufs Erreichung eines gleichmässigen Drucks gegen die Klappe, da die entfernteren Schlitze das Wasser später bekommen, und daher zur gleichmässigen Füllung der Hinterkammer einen grösseren Querschnitt erhalten mussten). Die Verbindung der Kanäle *m* und *n* mit dem Ober- oder Unterwasser geschieht mittels eines Vierweghahnes, bestehend aus der Drosselklappe *k* (Fig. 2 c, 2 d), deren lotrechte Drehachse bis über die Seitenmauer der anschliessenden Schiffsschleuse reicht, und dort mittels eines kurzen Hebels gehandhabt wird. An dieser Mauer befindet sich der vom Oberwasser kommende Zufuhrkanal *a* (Fig. 2 d), welcher bei der angedeuteten Stellung der Drosselklappe durch den Kanal *b* mit dem Hinterkammerkanal *n* in Verbindung steht. Die Wehrklappe wird daher entsprechend Fig. 2 a offen gehalten. Wird dagegen die Drosselklappe um 90° gedreht, so gelangt das Oberwasser durch den Kanal *c* zum Vorderkammerkanal *m*, während die Hinterkammer mit dem Unterwasser in Verbindung kommt.

Das Wehr ist auf Kalkfels gegründet, und besteht aus Kalksteinen in Cementmörtel mit Deckplatten und Lagersteinen aus Granit, während die Innenflächen der Zuleitungskanäle aus Klinkern bestehen. Die Wehrkammern haben einen 3 cm starken Cementputz, und sind mit Wellblech abgedeckt, welches mit einer Betonschicht überzogen ist (ZfB. 1888, Bl. 51—52).

Ähnliche Trommelwehre kamen zur Ausführung in der Küddow bei Tarnowke (CBl. 1882, S. 346), in der Spree in Charlottenburg (ZfB. 1886, S. 338) und bei der Main-Kanalisierung für die Flossgasse (ZfB. 1888).

Taf. 10, Fig. 3—3 a. Trommelwehr, wobei die Kammern an beiden Enden mit dem Ober- und Unterwasser in Verbindung stehen. Werden hierbei zu beiden Seiten die Oberwasser-Zuflüsse zur Vorderkammer geöffnet, so werden sämtliche Klappen aufrecht stehen, wird aber wie in Fig. 3 von der einen Seite das Oberwasser durch den Kanal *a* in die Vorderkammer, und von der anderen Seite durch den Kanal b_1 in die Hinterkammer eingelassen, so entstehen zu beiden Seiten des Unterflügels zwei einander kreuzende, vom Obernach dem Unterwasser streichende Strömungen. Da hierbei durch den Spielraum zwischen Klappen und Kammerwand und den Reibungswiderstand ein längs der Klappen von links nach rechts zunehmender Druckverlust eintritt, so wird die erste Klappe links aufrecht stehen und die letzte niedergelegt sein, und die übrigen einen allmähligen Übergang bilden (Cl. 1869 — Frz.).

„ Fig. 4—4 a. Trommelwehr im Mainkanal bei Schweinfurt. Diese Anordnung von Nagel & Kaemp, auch Winkelschütze genannt, kennzeichnet sich dadurch, dass der Unterflügel *A* mit dem Oberflügel einen rechten Winkel bildet, und dass eine besondere Abdeckung der Wehrkammer *B* hier fortfällt, indem dieselbe bei aufrechter Klappe, wie in Fig. 4 durch den Unterflügel, bei niedergelegtem Oberflügel dagegen durch diesen selbst ersetzt wird.

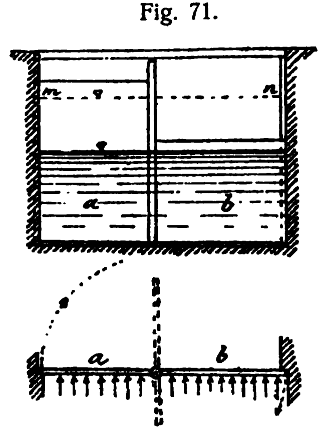
Das Aufrichten der Klappe geschieht durch Öffnen des Drosselventils *a* und Schliessen des Ventils *b*, wodurch die Wehrkammer mit dem Oberwasser in Verbindung gebracht wird, während umgekehrt bei geschlossenem Ventil *a* und geöffnetem *b* der Inhalt der Kammer nach dem Unterwasser abläuft, und die Klappe niederfällt (zwischen den Einläufen zu den Kanälen *a* und *b* befindet sich

ein festes Wehr). Das Gegengewicht *D* dient zur besseren Überwindung der Widerstände beim Aufrichten der Klappe (ÖW. 1882, S. 120).

Klappenwehre mit vertikaler Drehachse.

Die einfachste Art von Klappen mit vertikaler Drehachse sind die von Alters her, namentlich als „Spültore" bei Spülschleusen, angewendeten selbsttätigen Drehtore, Textfig. 71. Diese Klappe hat zwei rechteckige Flügel, von denen der eine *a* schmäler aber höher ist als der andere *b*, welcher letztere sich auf der Unterwasserseite gegen einen Vorsprung des Widerlagers stützt. Die Breite der beiden Flügel ist nun so bemessen, dass sich der Druckmittelpunkt des Wasserdruckes gegen die Klappe so lange auf der Seite des Flügels *b* befindet, und infolge dessen die Klappe geschlossen bleibt, als der Wasserstand eine bestimmte, oberhalb der Oberkante der Klappe *b* gelegene Grenze *mn* nicht erreicht hat, während beim Überschreiten dieser Grenze der Druckmittelpunkt auf den Flügel *a* übertritt, und die Klappe sich öffnet.

Fig. 71.



Selbsttätige Klappe mit vertikaler Drehachse.

Taf. 10, Fig. 5—5a. Selbsttätiges Klappenwehr von Danckwerts. Die Klappen bestehen hier aus rautenförmigen Blechtafeln, mit lotrechter, seitwärts vom Schwerpunkt gelegener Drehachse. Die erste Klappe lehnt sich mit dem kürzeren Flügel gegen das Widerlager, während sich bei jeder folgenden Klappe der kürzere Flügel gegen den Längeren Flügel der vorhergehenden Klappe stützt. Da bei niedrigerem Wasserstand der Druckmittelpunkt bei jeder Tafel auf die Seite des kürzeren Flügels zu liegen kommt, so bleiben hierbei die Klappen geschlossen, während bei höherem Wasserstand der Druckmittelpunkt auf den längeren Flügel zu liegen kommt, infolge dessen sich sämtliche Klappen öffnen. Um die Klappen wieder einzustellen, brauchen dieselben nur von einer Brücke aus mittels der in der Figur angedeuteten Kette etwas gehoben zu werden, worauf sie sich durch den Wasserdruck von selbst in die geschlossene Lage einstellen (CBl. 1887, S. 56).

„ Fig. 6—6c. Klappenwehr von Giov. Frassi, ausgeführt im Jahre 1874 im Lombro bei Gabazzo in der Nähe von Mailand. Hier sind die Klappen von rechteckiger Form und stützt sich jede derselben mit ihrem breiteren Flügel gegen den kürzeren Flügel der links angrenzenden Klappe, während die erste Klappe links durch Ösen und Haken an einer lotrecht geführten Stange angehängt ist, die mittels Hebel mit einem Schwimmer in Verbindung steht. Sobald der Wasserstand die Oberkante der Klappen um ein bestimmtes Mass überschreitet, tritt das Wasser in die Schwimmerkammer ein und hebt den Schwimmer, wodurch die Haken aus den Ösen der ersten Klappe ausgelöst werden, und dadurch sämtliche Klappen sich öffnen.

Die Klappen haben ihre Drehachsen an je einem Poirée'schen Bock, mit dem sie auf die Wehrsohle niedergelegt werden können. Der Schwimmer besteht aus Blech und wird durch Gleitrollen lotrecht geführt (CBl. 1885, S. 439).

Das Walzenwehr.

Diese neueste, von der „Vereinigten Maschinenfabrik Augsburg und Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg A.-G." kürzlich zur Anwendung gebrachte, dieser Firma patentierte Wehrkonstruktion, zeichnet sich durch äusserste Einfachheit und Betriebssicherheit aus. Dieselbe besteht aus einer in das Wasser querüber versenkten, von einem Ufer zum anderen reichenden Blechwalze, deren Durchmesser der Höhe des Wehres entspricht, und die so stark ist, dass sie nicht nur dem Druck des aufgestauten Wassers und dem Auftrieb genügenden Widerstand leistet, sondern dass sie sich auch, wenn über Wasser emporgezogen, von einem Ufer zum anderen frei trägt. Das Versenken und Aufziehen der Walze geschieht mit verhältnismässig geringem Kraftaufwand durch Wälzen derselben auf beiderseitigen geneigten Bahnen, die in gemauerten Nischen untergebracht sind. Zu dem Behufe ist die Walze an den Enden mit Zahnkränzen versehen, die in Zahnstangen an den Bahnen eingreifen und geschieht das Aufziehen durch ein um das Ende der Walze geschlungenes Drahtseil, das auf einer am Ufer angebrachten Windetrommel aufgewunden wird. Die Walze kann entweder auf die ganze Länge einen Kreiszylinder bilden, oder es kann zur Minderung des Auftriebes der mittlere Teil, der eigentliche Staukörper, eine andere passende Gestaltung von geringerem Tauchungsquerschnitt erhalten, wenn nur die auf den Rollenbahnen laufenden Enden kreisförmig sind. Die bisher ausgeführten Anlagen dieser Art sind folgende:

Taf. 10, Fig. 7. Walzenwehr des Grundablasses in einem Seitenarm des Mains zu Schweinfurt. Dieses im Jahre 1902 ausgeführte Wehr hat 18 m Weite, 3,6 m grösster Stauhöhe und 4,136 m grösster Oberwassertiefe. Mit Rücksicht auf die ziemlich erhebliche Unterwassertiefe erhielt hier der eigentliche Verschlusskörper ein birnförmiges Profil, wobei die dem Stielende der Birne entsprechende Schneide mit einem Eichenbalken für den Anschluss an die Sohlenschwelle armiert ist. Zur Erhöhung des Gewichtes gegen den Auftrieb ist diese Walze von einen Blechzylinder von kleinerem Durchmesser durchbrochen, der sich beim Versenken mit Wasserballast füllt. Die Bahnen haben eine Neigung von 45°.

Der Antrieb erfolgt hier durch zwei auf beiden Ufern aufgestellte, mittels Handkurbel bewegte Windewerke, in welchen selbstsperrende Schnecken eingeschaltet sind (ÖZ. 1903, N:o 50 — DB. 1902, S. 645).

„ Fig. 8—8b. Walzenwehr von 35 m Lichtweite im Hauptarme des Mains zu Schweinfurt. Diese im Jahre 1903 ausgeführte Anlage dient als beweglicher Aufsatz auf einem massiven Wehr, und besteht aus einer zylindrischen Blechwalze von 2 m Durchmesser und 37,65 m Länge. Die Anordnung war dadurch bedingt, dass infolge der schweren Eisgänge, die durch die Wehröffnung vielfach ihren Weg nehmen, keinerlei Pfeiler oder Zwischenstützen zulässig waren. Selbst bewegliche Ständer, die vollständig aus der Öffnung hätten entfernt werden können, waren nicht gestattet, weil auch sie gewisser Vorsprünge auf dem festen Wehrrücken bedurft hätten, welche der Zerstörung durch das Eis ausgesetzt gewesen wären.

Bei dieser Anlage sind die im oberen Teil unter 45° geneigten Laufbahnen nach unten bis zu einer Neigung von 0,25 gegen das Lot abgebogen. Infolge

dessen rückt der Punkt, in welchem sich die Walze in ihrer Schluss-Stellung gegen die Bahn stützt, so weit in die Höhe, dass die Mittelkraft aus ihrem Gewicht und dem Wasserdruck unterhalb dieses Stützpunktes zu liegen kommt. Hierdurch sind die besonderen Einrichtungen entbehrlich geworden, die beim Grundablass erforderlich waren, um die Walze bei höheren Wasserständen in die tiefste Stellung hinabzuziehen und in derselben festzuhalten.

Zum Aufziehen befinden sich hier an einem Walzenende zwei Drahtseile *S* neben einander (Fig. 8—8 a), von denen jedes einzelne stark genug ist, um den ganzen erforderlichen Zug aufzunehmen, so dass sich beide gegenseitig als Reserven dienen. Das andere Ende hat aber bei dieser Anlage keinen Antrieb, sondern wird dasselbe nur gleich dem linken Ende durch eine Verzahnung geführt und überdies zur Sicherheit durch eine Gall'sche Kette festgehalten, die sich bei der Bewegung der Walze im umgekehrten Sinne zu jenem der Aufzugseile um dieselbe wickelt (Fig. 8 b). Die Sohlendichtung erfolgt hier durch unmittelbare Pressung der Walze auf eine bündig im Wehrrücken eingelassene Holzschwelle, während die Seitendichtung durch eine 60 mm Starke Zwischenlage 180 mm breiter geteerter Hanfseile zwischen dem Eisen und dem Nischenmauerwerk bewerkstelligt wird.

Die Bewegungen erfolgten ursprünglich von Hand, sollten aber später mittels Elektromotor geschehen. Die Hebung des 88 000 kg schweren Körpers wird durch 8 Mann, welche an 4 Handkurbeln arbeiten auf ungef. 3 m Höhe in 2 $^1/_2$ bis 3 Stunden bewirkt, während die Senkung mit voller Sicherheit durch einen einzigen Mann geschehen kann.

Die Kosten dieser ganzen Verschlussvorrichtung einschliesslich des Windewerkes, aber ohne Mauerwerk, beliefen sich auf 66 000 Mk (DB. 1904, N:o 5).

B. Staudämme.

Während die Wehre eine Erhöhung des Wasserspiegels in fliessenden Gewässern zum Zwecke haben, wobei das gesamte Wasser oder ein grösserer Teil davon über die Wehrkrone abfliesst, bezwecken die Staudämme oder Talsperren die Absperrung eines Tales behufs Aufspeicherung des demselben zufliessenden Niederschlagswassers in einem sog. Staubecken (Stauweiher, Sammelbecken, Sammelteich, Reservoir).

Die Konstruktion der Staudämme richtet sich hauptsächlich nach deren Höhe, den zur Verfügung stehenden Baumaterialien, und nach der Beschaffenheit des Untergrundes. — Die Höhe ergibt sich aus der grössten aufzuspeichernden Wassermenge, wobei zu beachten ist, dass die Krone des Staudammes so hoch über dem höchsten Wasserspiegel liegen muss, dass sie nicht nur hochwasserfrei liegt, sondern dass sie auch durch den stärksten Wellenschlag nicht überflutet wird. Hierfür ist je nach der Stärke und Richtung der herrschenden Winde, der Ausdehnung und Tiefe des Beckens, und der Konstruktion des Dammes, eine Höhe der Krone über dem höchsten Wasserstand von etwa 2 m bis 3 $\frac{1}{2}$ m erforderlich. Bei vorhandener Schutzmauer (Brüstungsmauer, Wellenbrecher) an der Wasserseite kann sich diese Höhe allenfalls auf die Oberkante derselben beziehen. — In bezug auf das Material bestehen die Staudämme aus Erde, aus losem

Steinmaterial (mit und ohne Holzgerippe), aus Mauerwerk, einer Kombination von Mauerwerk und Erde, aus Beton, einer Kombination von Beton und Eisen und aus Eisen allein. — Der Untergrund muss unbedingt tragfähig sein, da eine künstliche Befestigung des Baugrundes der grossen Grundfläche wegen hier sehr schwierig und kostspielig wäre. Die Gründung richtet sich dann nach der Bauart des Dammes und zwar werden bei undurchlässigem erdigen Untergrund die Erddämme auf diesem aufgeführt, während bei gemauerten Dämmen in der Regel der Anschluss an den festen Felsen gesucht werden muss.

In Europa werden meistens nur Staudämme aus Erde und aus Mauerwerk ausgeführt, während die übrigen Arten vorzugsweise in Amerika gebräuchlich sind.

Die Wasserentnahme aus den Staubecken geschieht durch Ablässe in Form von in den Staudämmen angebrachten gemauerten Kanälen oder eisernen Leitungsröhren, die durch Schützen oder Absperrschieber geschlossen sind, oder durch seitlich ausgesprengte Stollen, die in gleicher Weise wie die Ablasskanäle abgesperrt werden. Diese Asperrvorrichtungen werden meistens an der Wasserseite, manchmal aber auch an beiden Enden angebracht. Wenn der Ableitungskanal nicht an der tiefsten Stelle des Staubeckens angebracht werden kann, so wird an dieser Stelle meistens noch ein besonderer Grundablass ausgeführt, wodurch bei erforderlichen Ausbesserungen und behufs zeitweilig erforderlicher Spülung und Räumung der angesammelten Sinkstoffe das Staubecken ganz entleert werden kann. Manchmal mündet der Ableitungskanal an der Wasserseite in einen an den Staudamm anschliessenden oder ganz freistehenden und dann von der Dammkrone aus durch eine Dienstbrücke zugänglichen Schacht, welcher zum Einsteigen nach der Leitung und zur Führung der Zugstangen der Schützen dient. Es werden dann entweder nur an der Kanalmündung oder nur an den Schachtwänden, oder an beiden Schützen angebracht. Manchmal dient der Schacht auch als Überlauf bei Überschreitung des Normalwasserstandes.

Zur Ableitung des überschüssigen Wassers (Freiwassers) müssen an jedem Staudamm überdies noch besondere Überläufe (Überfälle) angeordnet sein, welche zu jeder Zeit soviel Wasser abzuleiten vermögen, dass bei den grössten Zuflüssen keine unzulässige Erhebung des Wasserspiegels eintritt. Dieselben erhalten gewöhnlich die Form eines an die Talwand anschliessenden, besser noch in derselben ausgesprengten Überfallwehres, von dem das Wasser in einer besonderen Rinne zur Talsohle abgeleitet wird. Manchmal werden wohl auch zu beiden Seiten solche Überläufe angebracht, nebstdem es auch Fälle gibt, wo der mittlere Teil des Dammes zum Überlauf ausgebildet ist. Die Krone dieser Überläufe wird etwa 2 bis 4 m tief unter der Dammkrone angelegt, während ihre Länge entsprechend der abzuleitenden grössten Wassermenge bemessen wird. Zuweilen

werden diese Überfälle auf einem Teile ihrer Länge mit Aufsätzen in Form von beweglichen Wehren (Freiarchen) versehen, die entweder von Hand zu öffnen oder selbsttätig sind (vergl. Textfig. 48 & 61).

1. Staudämme aus Erde.

Diese Staudämme erhalten ein trapezförmiges Querprofil, mit einfachen oder durch Bermen abgetreppten Seitenböschungen mit etwa 2 bis 3 facher Anlage an der Wasserseite und 1½ bis 2 facher Anlage an der Talseite. Dieselben pflegen an der Wasserseite gewöhnlich gepflastert und an der Talseite mittels Rasen befestigt zu werden. Da der Rauminhalt derartiger Dämme mit der Höhe rasch zunimmt und solche Erdschüttungen infolge der notwendigen sorgfältigen Ausführung verhältnissmässig kostspielig sind, so sind Erddämme im allgemeinen nur vorteilhaft bei Höhen bis zu etwa 20 m. Die Kronenbreite soll in der Regel ungefähr ⅓ der Höhe, wenigstens aber 4 m betragen. Solche Dämme sollen stets nur auf undurchlässigem erdigem, von pflanzlichen Teilen freiem Untergrund angeschüttet werden, da nur in diesem Falle die nötige innige Verbindung zwischen dem natürlichen Boden und der Anschüttung zu erreichen ist. Dem entsprechend ist die oberste Vegetationschichte stets bis zum festen reinen Erdboden abzuheben und die so gewonnene Basis durch Graben oder Pflügen derart rauh zu machen, dass eine innige Verbindung des angeschütteten mit dem gewachsenen Erdboden eintreten kann. Zu gleichem Zwecke und zur Sicherheit gegen ein allfälliges Abgleiten des Dammes, lässt man denselben auch zahnartig in den Erdboden eingreifen. Auch wird zu gleichem Zwecke der Fuss der wasserseitigen Böschung manchmal tiefer niedergeführt und eventuell noch durch eine vorgebaute Mauer gedichtet.

Das beste Erdmaterial für den Damm ist sandiger oder schotteriger Lehm, mit etwa 30 bis 40 % Tongehalt. Es hat aber sich in einzelnen Fällen sogar ein Tongehalt bis zu 66 % als zulässig erwiesen. Reiner Sand ist nicht genügend dicht, während reiner Ton beim Austrocknen rissig wird ohne nachzusinken, wodurch derselbe undicht wird. Wo eine geeignete natürliche Bodenart nicht vorhanden ist, kann eine auf künstlichem Wege (mittels besonderer Quetsch-, Mahl- und Mischwerke, vergl. AB. 1898, Bl. 21) hergestellte Mischung von etwa 1 Teil Ton und 2 Teilen Sand zur Anwendung kommen. Als ein wirksames Dichtungsmittel hat sich ein Zusatz von Kalk (etwa 1 Teil Kalk auf 100 Teile Erdboden) erwiesen. Oft wird auch nur ein Kern oder besser eine Schicht von entsprechender Dicke unter der wasserseitigen Böschung (Dammbrust) aus wasserdichtem Material angelegt, die entsprechend tief unter die Sohle des Dammes niedergeführt werden. Dies ist namentlich bei durchlässigem Untergrund notwendig, in welchem Falle der Kern bis in den undurchlässigen Boden (oft bis zu beträchtlicher Tiefe) nie-

dergeführt werden muss. Besteht in solchen Fällen der Damm aus undurchlässiger Bodenart ohne Kern, so kann auch nur ein schmaler, einem Kerne entsprechender Teil des Dammes bis zum undurchlässigem Untergrund niedergeführt werden.

Das Auftragen des Erdmaterials soll in 10 bis 25 cm hohen, nach der Wasserseite zu fallenden Schichten geschehen, welche mit Wasser gehörig anzufeuchten und durch Stampfen oder Walzen (mittels Pferde- oder Dampfwalzen) möglichst zu verdichten sind. Jede Schichtenfläche soll vor dem Auftragen der nächsten Schichte befeuchtet werden.

So wurde beispielsweise bei allen vom österreichischen Montan-Aerar hergestellten Stauweihern das Dammaterial nicht nur getreten, sondern auch so lange mit hölzernen oder eisernen Stösseln verdichtet, bis dasselbe von einem dagegen gepressten dünnen stumpfen Stocke keinen Eindruck mehr annahm (vergl. ÖZ. 1897, S. 333).

Bei der in den Jahren 1880—82 ausgeführten Erhöhung der Erddämme des Stauweihers von Gondrexang zur Wasserversorgung des Rhein-Marne-Kanals, dienten zur Verdichtung des Auftrages gusseiserne Stampfer (Erdstössel), 15 bis 18 kg schwer (von einem Mann zu bedienen), Walzen und s. g. Klatschen aus Eichenholz zum Schlagen der Böschungen, 2 m lang, unten auf 0,8 m Länge prismatisch, mit dem Querschnitt 0,2 × 0,2 m, oben zum Anfassen rund mit 8 cm Durchmesser. Die Walzen bestanden aus 11 gusseisernen Rädern welche an zwei Achsen so angebracht waren, dass die Räder der einen Achse zwischen diejenigen der anderen eingriffen. Die Achsen trugen einen kastenförmigen Behälter für die aus Bruchsteinen bestehende Belastung. Das Gewicht betrug unbeladen 1000 kg, beladen bis zu 2800 kg. — Die Erde wurde in Schichten von 0,25 m Höhe aufgebracht, wobei es nicht gestattet war, Erdschollen in den Auftrag zu bringen, sondern durften die einzelnen Knollen höchstens Faustgrösse haben. Da das Walzen sowohl in bezug auf die Güte der Arbeit als auch wegen der grösseren Billigkeit den Vorzug verdient, so wurde das Stampfen nur dort angewendet, wo das Walzen wegen Raummangel für die Zugpferde nicht ausführbar war. Zum Ziehen wurden 6 Pferde benutzt. Die auf ca. 100 m Länge lose aufgeschüttete Erde wurde mit unbeladener Walze so lange befahren, bis eine gewisse Dichtung und Ebnung des Bodens erreicht wurde, worauf nach und nach Bruchsteine aufgeladen wurden und so lange befahren wurde, bis eine Bewegung des Bodens vor und nach der Walze nicht mehr bemerkt werden konnte. Man überzeugte sich von der genügenden Verdichtung durch Einstecken eines spitzen Stockes, der nicht tiefer eindringen durfte als in den gewachsenen Boden, nämlich etwa 15 cm. Im Durchschnitt genügten hierfür 15 Walzengänge, und verringerte sich dabei die Höhe der Auftragschicht um etwa ein Drittel. Der Boden durfte hierbei weder zu nass noch zu trocken sein, da im ersteren Falle die Erde an der Walze anklebte und die Arbeit verhinderte, während sich trockener Tonboden gar nicht komprimieren liess. Am besten ist es, den Boden bei natürlicher Feuchtigkeit einzustampfen oder zu walzen. Die Kosten des Verdichtens betrugen im Durchschnitt 0,198 M. pro 1 cbm Auftrag in verdichtetem Zustand (CBl. 1884, S. 191).

Im folgenden sollen einige charakteristische Beispiele von Staudämmen dieser Art näher besprochen werden.

Taf. 10, Fig. 9. Lageplan des Mouche- und des Liez-Reservoirs bei Langres, zur Speisung des Marne-Saône-Kanals. Beide Staubecken sind bei einer grössten Wassertiefe von bezw. 20,1 und 16,53 m durch Erddämme abgesperrt, und stehen durch besondere Speisegräben (Zubringer) *z* mit dem Kanal in Verbindung.

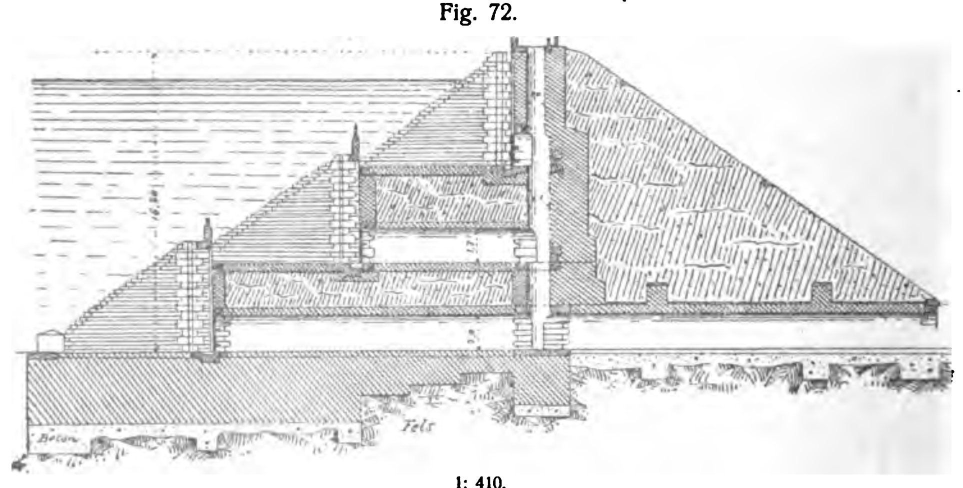
„ Fig. 10—11e. Anordnung des Staudammes des Liez-Reservoirs. Fig. 10 zeigt den Grundriss, Fig. 11 den Aufriss und Fig. 11a den Querschnitt

des Dammes. Als Material kam bei demselben eine Mischung von $\frac{2}{3}$ Ton und $\frac{1}{3}$ Sand zur Anwendung. Behufs Erreichung eines dichten Anschlusses an den Erdboden und gegen eine allfällige Verschiebung des Dammes greift derselbe zahnartig in den vorher teilweise abgegrabenen Boden ein (Fig. 11 a), nebstdem der wasserseitige Böschungsfuss eine besondere Sicherung durch tieferes Eingreifen und eine Mauer vorgebaut erhielt. Die Böschungen haben Bermen und sind auf der Wasserseite gepflastert. Die Krone ist mit einer Schutzmauer gegen das Überstürzen der Wellen versehen. — Im Aufriss (Fig. 11) ist *E* der Speiseablass, *G* der Grundablass und *J* der Überlauf. — Aus Fig. 11 b—11 c sind der Längenschnitt und der Aufriss des Speiseablass-Kanales zu ersehen. Derselbe besteht aus einem gemauerten Durchlass, welcher von einem unter der Dammkrone befindlichen Brunnen ausgeht und durch zwei über einander befindliche Schützen verschliessbar ist, die von der Dammkrone aus gehandhabt werden können. Hierbei wird der Aufzug dadurch erleichtert, dass bei höherem Wasserstand nur die obere Schütze aufgezogen und dabei ein kleinerer Wasserdruck überwunden zu werden braucht, als wenn nur an der Sohle eine Schütze vorhanden wäre. Der Zufluss zum Brunnen wird durch zwei lotrechte Flügelmauern frei gehalten, welche gegen den auf sie wirkenden Erddruck durch mehrere Spannbögen mit einander verbunden sind. — Fig. 11 a—11 e, zeigen bezw. den Längenschnitt des Grundablasses und den Querschnitt des Überlaufes.

Am Mouche-Reservoir hat der Staudamm, bei gleicher allgemeiner Anordnung wie beim vorigen, eine Höhe von 22 m, eine Breite an der Basis von 340,77 m und eine Krone welche einen Fahrweg von 5 m Breite und beiderseitige Gehwege von 1 m Breite aufnimmt. Die äussere Böschung ist in gegenseitigen lotrechten Abständen von 6 m von drei Bermen unterbrochen, welche 2 m Breite und eine Neigung von 1 : 10 haben. Die Böschungsabschnitte zwischen den Bermen haben hier von unten nach oben eine Neigung von $1:2\frac{1}{4}$, $1:2$, $1:1\frac{1}{2}$ und $1:1\frac{1}{4}$. Die wasserseitige Böschung ist gepflastert und gleichfalls durch Bermen unterbrochen (in gegenseitigen Abständen von 2 m) und haben die einzelnen Böschungsabschnitte von unten nach oben eine Neigung von 34° 35° 36° .. bis 45° gegen die Horizontale. Die Ablässe sind hier von gleicher Anordnung wie beim Liez-Reservoir (ZfB. 1882, Bl. 45).

Textfig. 72 zeigt eine andere Variation eines derartigen Ablasses, mit drei über einander befindlichen Schützen (Reservoir von Montobry, am Canal du Centre,

Fig. 72.



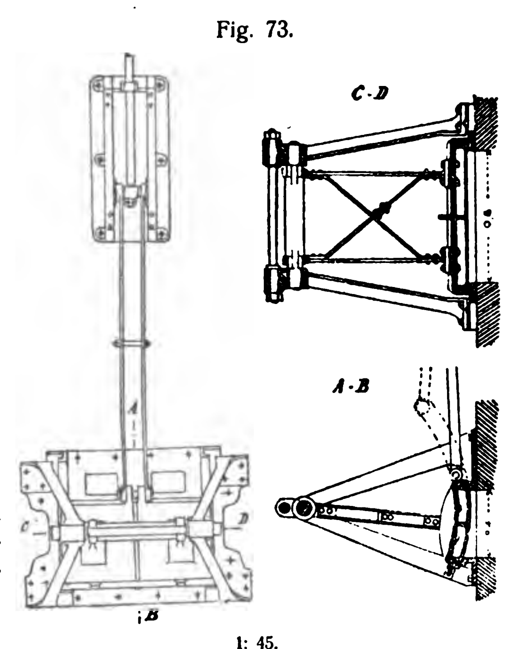
1: 410.
Reservoir von Montobry.

ausgeführt 1859—61). Die Erdschüttung ist hier bis zum Felsboden niedergeführt und in denselben teilweise eingesprengt. Die Anlage für die Wasserentnahme besteht aus einem in den Damm eingebauten Brunnen von 1,1 m Durchmesser, welcher unten in einen mittels Schütze verschliessbaren Durchlass von 1 m Breite und 2 m Höhe ausmündet. Über diesem Durchlass befinden sich noch zwei andere mit Schützen verschliessbare Einlässe. Sämtliche Schützen können durch längs der Böschung geführte Transmissionen vom Scheitel des Dammes aus bewegt werden (GC. 1895 II. N:o 678).

Taf. 10, Fig. 12—12d. Älterer Staudamm am Torcy-Reservoir (Canal du Centre). Bei dieser Anlage ist der Erddamm auf der Wasserseite mit Mauerwerk bekleidet. Diese Anordnung hat sich in soferne nicht bewährt, als diese Mauern im aufgefüllten Boden durch ungleichförmige Setzungen beschädigt wurden, und nachträglich durch Gegenpfeiler verstärkt werden mussten, welche stellenweise bis zum Dammfuss hinabreichen (Ch.).

Taf. 11, Fig. 1. Staudamm am Torcy-Neuf-Reservoir. Dieser in neuerer Zeit (1883—87) ausgeführte Stauweiher bedeckt eine Fläche von 116 ha, hat einen Umfang von 15 km, eine grösste Stauhöhe von 14,5 m und einen Fassungsraum von 8 767 000 cbm. Der Absperrdamm besteht aus sandigem Ton (34 % Ton und 66 % Sand). Die wasserseitige Böschung ist mit einer 0,5 m starken Bruchsteinmauer auf Betonunterlage von 0,25 m Dicke abgedeckt und in unter 45° geneigte Stufen von 1,5 m Höhe geteilt, welche durch 0,9 m und 2,0 m breite Bermen unterbrochen sind. Die Krone liegt 1,8 m über dem höchsten Wasserspiegel und ist mit einer Schutzmauer von 1,2 m Höhe versehen. Die Erde für die Dammschüttung wurde in Schichten von 10 cm aufgetragen, mit Kalkpulver (30 kg pro 1 cbm) vermengt, befeuchtet und mittels Dampf- und Pferdewalzen von bezw. 5 000 und 1 200 kg Gewicht komprimiert (auf 7,5 cm Dicke). Mit ersterer konnten 500 cbm und mit letzterer 80 cbm Erde täglich komprimiert werden. Die Verdichtung wurde als genügend angesehen, wenn ein Stab von 1 qcm Querschnitt bei 100 kg Belastung nicht tiefer als 1 m eindrang. Der Preis für die Verdichtung betrug, alle Arbeiten einberechnet, 0,23 Frs pro 1 cbm Damm.

Fig. 73.



1: 45.
Zylinderschütze beim Torcy-Neuf Reservoir.

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen gemauerten Kanal, welcher am Fusse der wasserseitigen Böschung in einen Brunnen ausmündet. Dieser Brunnen dient sowohl als Überlauf (nebst einem Überlauf an der Dammkrone), als Speise-Ablass und als Grundablass. Zu ersterem Zwecke fliesst das Wasser über die oberste Kante, während für die Ablässe an den Wänden in drei Absätzen, in gegenseitigen Entfernungen von 4,8 m Öffnungen von 0,8 m Breite und 0,4 m Höhe angebracht sind, welche durch Zylinder-Schützen von der in Textfig. 73 ersichtlichen Anordnung geschlossen sind.

Ist F die Oberfläche der Schütze, p der Wasserdruck pro Flächeneinheit und φ der Reibungskoeffizient, so wäre bei einer gewöhnlichen Schütze gleicher Grösse die erforderliche Zugkraft:

$$P_1 = \varphi p F,$$

während dieselbe für die Zylinderschütze bei vollkommen dichtem Anschluss, wenn f die Anschlussfläche, r den Halbmesser der Drehzapfen und R jenen der Schütze bezeichnet:

$$P = \varphi p \left(F \frac{r}{R} + f\right)$$

beträgt. Demnach ist:

$$\frac{P}{P_1} = \frac{r}{R} + \frac{f}{F}.$$

Da im vorliegenden Falle $r = 0{,}09$ m, $R = 1{,}0$ m, $f = 0{,}014$ und $F = 0{,}420$, so ergibt sich:

$\frac{P}{P_1} = 0{,}123$ (ÖW. 1888, N:o 47. — NA. 1891, S. 50. — GC. 1895, II. N:o 678).

Taf. 11, Fig. 2. Gründung des Staudammes von Muley Aagoun. Da sich hier der dichte Untergrund erst in 12 m Tiefe befindet, wurde ein Teil des Dammes in Form einer Wand von 3 m Dicke bis zu jener Tiefe niedergeführt (ÖZ. 1889, S. 316).

„ Fig. 3. Dichtung des Staudammes von Paroy (Rhein-Marne-Kanal). Der aus Mergel bestehende Dammkörper wurde auf der Wasserseite mittels einer Schicht von sandhaltigem Tonschlag abgedichtet, nebstdem am Fusse die Erdschüttung bis zu tieferen Erdschichten niedergeführt wurde und eine Dichtungsmauer vorgebaut erhielt (HZ. 1886, Bl. 23).

„ Fig. 4—4a. Älterer Staudamm mit Lehmkern am Speise-Reservoir des Birmingham-Warwick-Kanals. Die Wasserentnahme geschieht hier mittels einer eisernen Rohrleitung, welche an der äusseren Seite durch einen Hahn H, und auf der Wasserseite durch eine Klappe A geschlossen ist, die von der Dammkrone aus mittels Kette und Winde bewegt wird. Durch diesen wasserseitigen Verschluss wird ein Verstopfen des Rohres durch Eindringen von Unreinlichkeiten vermieden (Hg.-Ch.).

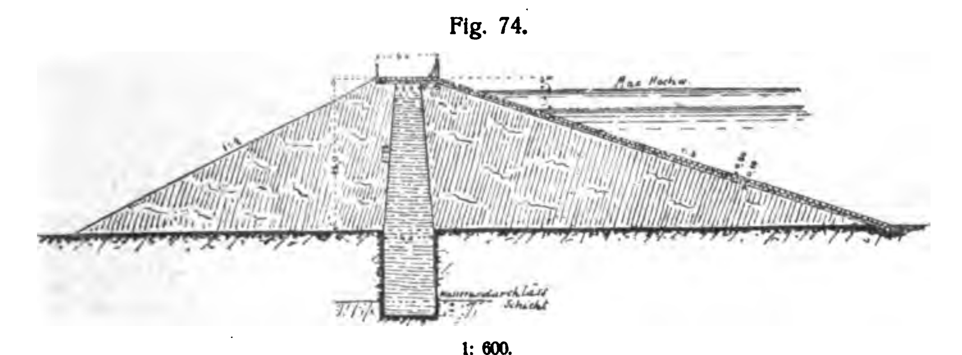
„ Fig. 5. Älterer englischer Staudamm mit Lehmkern und Ablass in Form eines Heberrohres, welche Anordnung gegenüber der vorigen den Vorteil hat, dass hierbei durch die Rohrleitung der Damm nicht undicht werden kann. Die Ingangsetzung des Hebers geschieht durch Auspumpen der Luft mittels einer am Scheitel angebrachten Pumpe (Hg.-Ch.).

Die nachstehende Textfigur 74 zeigt eine neuere Staudammanlage mit Lehmkern, nämlich den Wolfsgraben-Staudamm bei Wien. Der 12 m hohe und ca. 250 m lange Damm erhielt einen Kern von 2 m oberer und 4 m unterer Dicke, der aus einem (in einem besonderen Tegel-Quetsch-Mahl- und Mischwerk hergestellten) Gemisch von Ton (Tegel) und Sand besteht und bis zu der auf ca. 5½ m Tiefe gelegenen wasserdichten Erdschicht, 1 m tief in dieselbe eingreifend, niedergeführt ist. Die wasserseitige Böschung und die Dammkrone sind gepflastert. Zum Schutz gegen das Überschlagen der Wellen sollte hier statt der sonst üblichen Schutzmauer eine Bohlenwand zur Anwendung kommen, was sich jedoch nicht empfiehlt, da eine solche Wand dem allfälligen Wellendruck keinen genügenden Widerstand zu leisten vermag (ÖZ. 1897 — AB. 1898).

„ Fig. 6—7. Beispiele von englischen Staudämmen mit ungewöhnlich tief niedergeführten Lehmkernen, deren in den Felsboden eingreifender Fuss aus Beton besteht (ÖM. 1900, S. 312, Bl. 38—39).

Taf 11, Fig. 8—8c. Staudamm der Wasserleitung von Scutari-Kadikeui (ausgeführt im Jahre 1890). Derselbe hat eine Länge von 314 m, wovon 175 m auf einen Erddamm, 83 m auf einen Steindamm mit dem Ablass, und in dessen Verlängerung 56 m auf einen gemauerten Überlauf entfallen (Fig. 8). Der Erddamm (Fig. 8 a) hat eine doppelte Dichtung, bestehend aus einem bis zum Felsboden niedergeführten Lehmkern von 3 m Dicke in der Höhe der Erdoberfläche, 1,0 m an der Krone und 1,2 m an der Sohle, und einem ca. 2 m unter den Böschungen

Fig. 74.



1: 600.

Der Wolfsgraben-Staudamm der neuen Wienthal-Wasserleitung.

durchgehenden Lehmschlag, dessen Dicke auf der Wasserseite von oben nach unten von ca. 0,4 m bis 1,0 m zunimmt. Die Wasserentnahme geschieht entsprechend Fig. 8 c, aus einem mit mehreren Schützen von 800 m Durchmesser versehenen Brunnen (NA. 1895, S. 18, Pl. 7—8).

In neuerer Zeit sind namentlich in Amerika, statt derartiger Lehmkerne auch Kerne aus Beton und aus Mauerwerk zur Anwendung gekommen. Eine derartige Anordnung zeigt der im Jahre 1893 erbaute Sudbury-Staudamm der Bostoner Wasserversorgung (Textfig. 75—75 a), welcher einen bis zu dem in 13 m Tiefe befindlichen Felsboden niedergeführten Betonkern von 2,4 m unterer Dicke enthält. Die Herstellung des Betonkernes geschah in Schichten entsprechend Fig. 75 a, mittels eines auf Schienen fahrbaren Gerüstes, in der Art, dass jede Schicht von 2,55 m Höhe mit einer kräftigen Verzahnung in die darunter liegende Schicht eingreift. Der Beton besteht aus einer Mischung von 1 : 2 : 5 und wurde der Kern mit Cement verputzt. Im Kerne wurden eiserne Rohre von 15 cm Weite von unten senkrecht hochgeführt, um daran später etwaige Beschä-

Fig. 75 a.

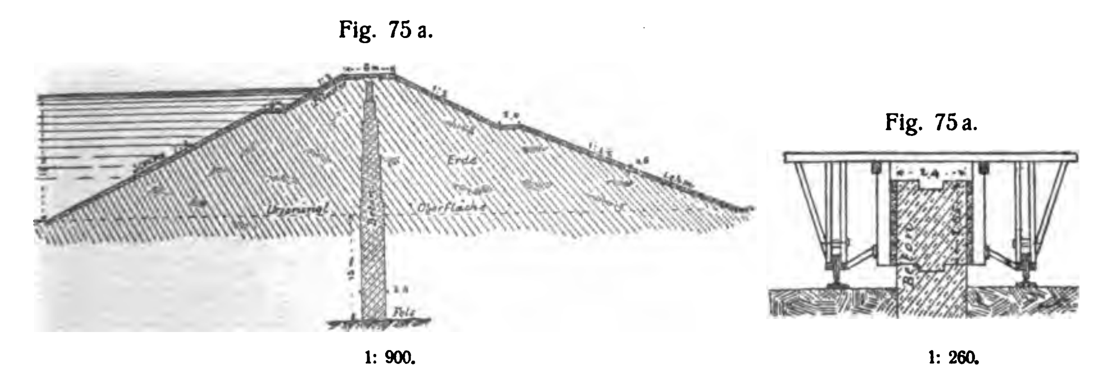


Fig. 75 a.

1: 900. 1: 260.

Sudbury-Staudamm der Wasserversorgung von Boston.

digungen bezw. Undichtigkeiten des Kernes beobachten zu können (ZfB. 1895, Ergängz. Heft. S. 91).*)

Taf. 11, Fig. 9—9e. Southborough-Staudamm (Damm N:o 5) des Wasserwerkes von Boston. Wie aus dem Grundriss Fig. 9 zu ersehen besteht dieser 594 m lange Staudamm aus zwei seitlichen Erddämmen und einem mittleren Überfalldamm aus Mauerwerk von 91 m Länge. Fig. 9a zeigt den Querschnitt der Erddämme, welche einen Betonkern nebst einem Lehmkern enthalten. Ersterer ist in den Felsboden eingesprengt, hat an der Sohle und an der Krone eine Dicke von bezw. 3,0 und 0,6 m und ist auf der Wasserseite mit Cement verputzt. Der Überfalldamm (Fig. 9b) besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung und ist gleichfalls in den Felsen eingesprengt. Die Wasserentnahme geschieht aus einem dreiteiligen Brunnen (Fig. 9d—9e) mit je einem in einer Betonbettung eingelegten Ablaufrohr von 1,2 m Durchmesser (Engg. Nws. 1895, April).

„ Fig. 10—10b. Staudamm des Reservoirs von Orédon, welcher auf der wasserseitigen Böschung mit einer gepflasterten Betonschüttung gedichtet ist. Unmittelbar unter dem Pflaster befindet sich eine ca. 0,7 m dicke Schicht von Asphaltbeton, worauf der Cementbeton, in einer von oben nach unten, von 0,6 bis 2,0 m zunehmenden Dicke, folgt. Unter dieser Betonschüttung befinden sich Drains, welche das allenfalls durchsickernde Wasser in einen Sammelkanal *C* ableiten, und so dessen Eindringen in das Erdreich verhindern sollen.

Im allgemeinen erscheint eine solche blosse Betondichtung an der wasserseitigen Böschung weniger zweckmässig als die vorigen Anordnungen, da durch die Setzungen des Dammes diese Betonschicht leichter undicht wird als eine solche Schicht aus Lehm oder ein Lehm- oder Betonkern, wie dies die Erfahrung, beispielsweise am Torcy-Reservoir gezeigt hat.

Diese Anlage befindet sich am Ablauf des Neste-Flusses aus dem See von Orédon, und bezweckt eine Regelung des Abflusses zur Vermeidung von Überschwemmungen und zur Verschaffung einer stets genügenden Wassermenge zu industriellen und landwirtschaftlichen Zwecken. Vorher pflegte der Fluss zur Sommerzeit meistens trocken zu sein (AdP. 1887, II. Pl. 34).

Statische Berechnung der Staudämme aus Erde.

Die Standsicherheit der Erddämme ist teils durch die Möglichkeit einer Unterwaschung infolge von Durchsickerung im Untergrund oder im Dammkörper, teils durch die Möglichkeit eines Durchbruches infolge von Verschiebung des Dammes durch den Wasserdruck gefährdet. In den meisten Fällen genügt es bei der Ausführung nach den angegebenen Regeln für eine hinreichende Sicherheit gegen Unterwaschung zu sorgen, wobei dann gewöhnlich auch eine so grosse Sicherheit gegen Durchbruch vorhanden ist, dass eine diesbezügliche Berechnung nicht erforderlich ist. In zweifelhaften Fällen (bei möglichst kleiner Kronenbreite, steilen Böschungen) kann aber der vorhandene Sicherheitsgrad gegen den Durchbruch in folgender Weise festgestellt werden:

Bezeichnet h die Wassertiefe über irgend einer Schichte, α den wasserseitigen Böschungswinkel gegen die Vertikale und γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, so ist die wagrechte und die lotrechte Komponente des Wasserdrucks auf die Längeneinheit der Böschung bezw.

*) Einen ebensolchen Kern aus Bruchsteinmauerwerk zeigt die später besprochene neue Croton-Thalsperre bei New York.

$$H = \frac{1}{2}\gamma h^2$$
$$V = \frac{1}{2}\gamma h^2 tg\alpha$$

Wird ferner mit G das Gewicht des über der fraglichen Schichte befindlichen Teiles des Dammes, mit f der Reibungskoeffizient der Erde, und mit s der Sicherheitskoeffizient bezeichnet, so ist

$$s \,.\, H = f(G + V)$$
$$s = f\frac{G + V}{H},$$

worin für trockenen Lehmboden f etwa $= 0{,}8$ bis $1{,}0$ und für nassen Lehmboden $f = 0{,}4$ bis $0{,}5$ angenommen werden kann.

Bei Dämmen, die aus durchlässigem Erdboden mit einem dichten Kern bestehen, muss die Möglichkeit vorausgesetzt werden, dass das Wasser in irgend einer Schichte bis zum Kern vordringen und hier einen dem Gewichte des Dammes entgegengesetzt wirkenden Auftrieb Z erzeugen kann. Wird die Breite dieser Schichte von der inneren Böschung bis zum Kern mit b bezeichnet, so ist im äussersten Fall

$$Z = \gamma bh \text{ und}$$
$$s \,.\, H = f(G + V - Z)$$
$$s = f\frac{G + V - Z}{H}$$

2. Staudämme aus losem Steinmaterial.

Bei dieser hauptsächlich nur in Amerika gebräuchlichen Art von Talsperren besteht der Damm aus einem Steinschüttungskörper, der zur Erhaltung des Zusammenhanges und der Form entweder nach Art der gleichartigen Wehre ein inneres Holzgerippe oder eine Einfassung von geschichtetem Trockenmauerwerk erhält, und auf der wasserseitigen Böschung mit einem wasserdichten Bohlenbelag versehen wird. Zur besseren Abdichtung des unteren Teiles und namentlich des Anschlusses an die Talsohle wird auf der Wasserseite oft ein Erddamm von kleinerer Höhe vorgelegt.

Diese Dämme haben gegenüber den Erddämmen den Vorteil der stellenweise leichteren Beschaffung des Steinmateriales als von geeignetem Erdmaterial, und den Vorteil einfacherer Ausführung, sowie dass diese Dämme von durchsickerndem Wasser weniger leicht zerstört werden als Erddämme. Dieselben haben dagegen den Nachteil der Schwierigkeit einer genügenden Abdichtung zur Vermeidung grösserer Wasserverluste, sowie, dass die Holzteile einer baldigen Zerstörung durch Fäulnis unterliegen. Man hat daher in neuester Zeit unter Ausschluss aller Holzteile behufs Abdichtung den Bohlenbelag durch eine Blechwand ersetzt, die bis in den wasserdichten Untergrund niedergeführt ist.

Taf. 12, Fig. 1. Kleiner Staudamm am sog. Bowman-Reservoir in Californien, bestehend aus einem Holzgerippe mit Steinfüllung (Crib-work). Die grösste Wassertiefe des auf Felsboden ruhenden Dammes beträgt 14,4 m. Der Bohlenbelag ist in der Längsrichtung des Dammes auf Querhölzern befestigt.

Ein zweiter grösserer Bowman-Damm hat eine Höhe von 31 m, eine Kronenlänge von 129,5 m, und kostete 528 000 Rmk (CBl. 1890, S. 133).

Taf. 12, Fig. 2. Californischer Staudamm (sog. „Englischer Damm"), bestehend aus einer Kombination von Holzgerippe mit Steinen *c*, unregelmässiger Steinschüttung ohne Holz *b* und geschichtetem Trockenmauerwerk *a*. Die Abdichtung geschieht hier ausser durch den Bohlenbelag *d* auch noch durch eine bis zur halben Dammhöhe reichende Erdschüttung *e*. Der Untergrund besteht aus hartem Schiefer (ÖZ. 1885 — GC. 1895, II.).

„ Fig. 3. Californischer Staudamm aus geschichtetem Trockenmauerwerk und einem Kern von unregelmässiger Steinschüttung ohne Holzgerippe. Der Bohlenbelag hat eine Stärke von 7 cm und ist auf Querbalken von 30 cm Stärke befestigt. Die grösste Höhe des Dammes beträgt 23 m die Kronenbreite 2 m und die grösste Wassertiefe 21,4 m (ÖZ. 1885).

Von gleicher Art war der im Jahre 1890 zerstörte Walnut-Grove Damm in Nordamerika (im Hassayampa-Flusse, Arizona, unterhalb Prescott). Derselbe hatte eine Höhe von 33,5 m, eine Dicke von 3,1 m an der Krone und von 43 m an der Basis, bei einer inneren und äusseren Böschungsneigung von bezw. 1 : 0,5 und 1 : 0,6. Bei der Herstellung wurden auf eine Dicke von 6,1 m unter den Böschungen die grösseren Steinblöcke möglichst in Verband gelegt, während das Innere aus einer Schüttung von kleineren Steinen bestand. Die Innenseite war mit doppelten Bohlen von $7\,^1/_2$ cm Stärke in der Art bekleidet, dass die untere Lage an wagrechten Hölzern von 20 × 20 cm Querschnitt und 0,9 m lichtem Abstand befestigt und letztere mit schrägstehenden Rundhölzern verkämmt und verbolzt waren. Vor dem Aufbringen des oberen Belages wurde der untere mit Kalkmilch getüncht und mit Teerpappe überzogen. Die obere Bekleidung wurde zunächst auch mit Kalkmilch und dann mit heissem Teer gestrichen, worauf eine doppelte Lage von Teerpappe aufgenagelt wurde. Nichtsdestoweniger leckte der Damm bei der ersten Füllung beträchtlich, wonach aber in der Folge die Undichtigkeit erheblich abnahm. — Als Ursache des Bruches wurde die Unzulänglichkeit des Flutabflusses angenommen, infolge dessen das Flutwasser den Damm überströmt und die äussere Steinbekleidung fortgerissen hätte. Hierbei sollen 150 Menschen das Leben verloren haben (CBl. 1890, S. 133).

„ Fig. 4—4b. Staudamm im East Canyon Creek (Utah) mit Dichtungswand aus Stahlblech, die in Beton eingebettet ist. Der Überfall besteht aus einer über die Dammböschung niedergeführten Holzrinne. Als Grundablass dient ein seitlich ausgesprengter Entlastungstunnel (Engg. Nws. 1902, I. S. 15).

„ Fig. 5. Staudamm in San Diego (Californien), welcher aus einem Steinschüttungskörper von 39,5 m Höhe und 1,9 m Kronenbreite, mit beiderseitigen gepflasterten Böschungen von $1\frac{1}{2}$ facher Anlage, und einem Dichtungskern in Form eines 12 mm starken Stahlbleches besteht, das in einen Betonkörper von 0,6 m Dicke, und am Fusse in eine Grundmauer von von 19,2 m Breite und 9,1 m Höhe eingebettet ist (Beton und Eisen 1902, S. 3).

3. Staudämme aus Mauerwerk.

Die gemauerten Staudämme werden in der Regel aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung ausgeführt. Stellenweise sind Staumauern von geringer Höhe aus Ersparungsrücksichten wohl auch nur aus Trockenmauerwerk mit einer Schichte von gewisser Dicke auf der Wasserseite in Mörtel ausgeführt worden. Andererseits sind in einzelnen Fällen auch nur Quadersteine in Mörtel zur Anwendung gekommen. Der bei den Staumauern verwendete hydrau-

lische Mörtel wird gewöhnlich aus Portlandcement bereitet (etwa 1 Raumteil Cement auf 2 bis 3 Teile Sand) und in etwa erdfeuchtem Zustand verwendet. Doch wird an Stellen wo guter Trass leicht erhältlich ist, diesem der grösseren Elastizität und Dichtigkeit und des langsameren Abbindens des Trassmörtels wegen, sowie auch der grösseren Billigkeit wegen der Vorzug gegeben.

Die Gründung der Staumauern hat auf durchaus festem undurchlässigen Untergrund, bei grösserer Höhe des Bauwerkes nur auf festem Felsen zu geschehen. Deren Grundrissform ist entweder geradlinig oder gewölbartig gekrümmt. Die letztere Anordnung verdient insofern den Vorzug, als dabei die durch die Wärmeänderungen entstehenden Schwindrisse durch den Wasserdruck zusammengepresst werden. Bei guter Einspannung zwischen den Talwänden kann auch die Mauer als Gewölbe in günstiger Weise zur Wirkung kommen.

Bezüglich der Querschnittsform ergibt sich sowohl mit Rücksicht auf die nötige Sicherheif gegen Umkippen als auch für die Sicherheit gegen Unterwaschung die Regel, dass die Basis breiter als die Krone sein soll, also das Querprofil eine der Trapezform ähnliche Gestalt zu erhalten hat. Dem entsprechend ist auch diese Form bei den vorkommenden Ausführungen mit verschiedenen Variationen bezüglich der Gestaltung der seitlichen Begrenzungen zur Anwendung gekommen. Diese sind nämlich bei kleineren Profilen meistens geradlinig, bei grösseren aber gebrochen, abgetreppt, aus geraden und konkaven, oder aus konkaven und konvexen Linien zusammengesetzt, oder nur aus konkaven Linien bestehend. Die zweckmässigste Form ergibt sich aus der Bedingung, dass entsprechend der späteren Darlegung die „Drucklinie" bei gefülltem und bei leerem Becken im mittleren Drittel des Profils liegen, und dessen Fläche möglichst klein sein soll. Diesen Bedingungen entspricht am besten eine auf der Talseite konkave und auf der Wasserseite eine schwach konkave, geradlinige, oder eine im unteren Teil vertikale und im oberen schwach konvexe oder geradlinig abgebrochene Form, wie sie bei den neueren Talsperren von Intze angewendet worden ist.

Die gemauerten Staudämme haben gegenüber den übrigen den Vorteil grösserer Zuverlässigkeit. Sie haben nur den Nachteil, dass bei denselben ein Durchsickern des Wassers — das der Bildung von Schwindrissen durch die Einflüsse der äusseren Temperatur zugeschrieben wird, teilweise aber wohl auch in der Durchdringlichkeit des Cementmörtels bei hohem Wasserdruck seinen Grund haben dürfte — schwer zu vermeiden ist. Die hiergegen angewendeten Mittel sollen bei einigen der folgenden Beispiele besprochen werden.

Taf. 12, Fig. 6. Kristiansund-Staudamm in Norwegen. Hier ist der Dammkörper nur bis zu einer gewissen Dicke auf der Wasserseite in Mörtel ausgeführt, während die Hauptmasse aus Trockenmauerwerk besteht. Statt dieses weniger

zuverlässigen älteren Verfahrens werden in Norwegen die gemauerten Staudämme oft in der Art ausgeführt, dass auf der Wasserseite auf etwa 1 m Dicke volles Mauerwerk zur Anwendung kommt, während in der Hauptmasse der Mauer nur die Lagerfugen in Mörtel ausgeführt werden, und die Stossfugen offen bleiben (ZfB. 1900, S. 400).

Taf. 12, Fig. 7. Beispiel einer kleineren gemauerten Talsperre mit trapezförmigem Querschnitt (Reservoir von Sonzier bei Montreaux). Dieselbe hat sich als ungenügend stark erwiesen, indem sie im Jahre 1888, als in Folge von versäumtem Ablassen das Wasser bis zur Mauerkrone stieg, durchbrochen worden ist (ZdI. 1889, S. 2).

„ Fig. 8—8 b. Staumauer von Gros-Bois in Frankreich. Das Profil ist hier auf der Wasserseite abgetreppt und auf der Talseite mit 1/10 Anlage geböscht. Diese Mauer wurde auf tonigem Boden gegründet, durch dessen Erweichung beim Füllen des Staubeckens die Mauer im Fundamente um 0,045 m verschoben wurde. Da sich hierbei überdies an der Mauer eine nach der Entleerung zwar zum grössten Teil wieder verschwundene Durchbiegung zeigte, so wurden nachträglich die in Fig. 8 & Fig. 8 c ersichtlichen Verstärkungspfeiler in gegenseitigen Abständen von 40 m vorgebaut (HZ. 1867, Bl. 378 — ÖZ. 1889, Bl. M. — AdP. 1887, I. Pl. 25).

„ Fig. 9. Staumauer von Puentas oder Lorca am Guadalantin in Spanien (Murcia). Diese in den Jahren 1881—1886 erbaute ungewöhnlich starke Mauer kam an Stelle einer anderen, welche im Jahre 1802 eingestürzt war, wobei 680 Menchen das Leben verloren und 800 Gebäude zerstört wurden. Der bezügl. Schaden wurde auf 4 400 000 Mk berechnet. Dieses Staubecken ist mit seinem Wasserinhalt von 31,56 Mill. cbm das zweitgrösste am Kontinent (ÖW. 1881, S. 1885 — DB. 1903, S. 133).

„ Fig. 10. Staumauer von Gileppe in Belgien. Diese Mauer hat gleichfalls übermässig starke Dimensionen und ist mit beiderseitigen Überfällen von 35 m Breite und 2 m Tiefe unter der Mauerkrone versehen. Das Staubecken hat einen Inhalt von 12,24 Mill. cbm und ist hauptsächlich dafür bestimmt, für die Tuchfabriken von Verviers das nötige Wasser zu liefern (DB. 1875, S. 252 — 1903, S. 133).

„ Fig. 11. Alte Staumauer von Habra (Algier) mit konkaver Begrenzung des Profils auf der Wasserseite, und ebener Begrenzung auf der Talseite. Dieselbe hat eine Länge von 480 m, eine grösste Höhe von 35,6 m, eine Dicke an der Krone von 4,3 m und an der Basis von 31,1 m, und eine Maximalfassung von 30 Mill. cbm. Dieses Bauwerk wurde im Jahre 1881 zerstört, als der Wasserstand die normirte, der statischen Berechnung zu Grunde gelegte höchste Grenze um 2,2 m überstieg und 0,6 m über der Mauerkrone stand. Die Zerstörung geschah auf eine Länge von 110 m durch Abbruch der obersten 10 m. Hierbei sollen 850 Menschen das Leben verloren haben (ZdI. 1879, Taf. I, II — DB. 1882, S. 14).

„ Fig. 12. Staumauer am Furens bei St. Etienne (Frankr.), mit beiderseitigen konkaven Profilbegrenzungen (ÖZ. 1893, S. 81).

„ Fig. 13—13 b. Die neue Croton-Talsperre für die Wasserleitung von New York, welche im gemauerten Teil von gleicher Art ist wie die vorige. Die Anlage bezweckt die Absperrung des Croton-Flusses, 5 km oberhalb der Einmündung desselben in den Hudson, und besteht aus einer mittleren Sperrmauer von 185 m Länge, einem Erddamm von ca. 150 m Länge an dem einen, und einem Überfall von 310 m Länge am anderen Ufer (Fig. 13). Die Sperrmauer besteht aus Bruchsteinmauerwerk mit Quaderverkleidung mit den in Fig. 13 a ersichtlichen Abmessungen. Die Krone bildet eine Fahrbahn von 5,43 m Breite, welche 4,3 m über dem normalen Wasserspiegel sich befindet und teilweise von Auskragungen mit Konsolen getragen wird. Diese bilden zugleich ein gefälliges Abschlussgesimse der Mauer (vergl. Fig. 13). Der Erddamm überragt noch die Mauerkrone um 3,05 m,

somit den normalen Wasserspiegel um 7,35 m und hat einen Kern von Bruchsteinmauerwerk (Fig. 13 b) (Engg. Nws. 1892 — CBl. 1893, S. 103).

Taf. 12, Fig. 14—14 c. Talsperre im Jaispitzbach bei Jaispitz in Mähren. Diese im Jahre 1894 von Prof. A. Friedrich ausgeführte Anlage bezweckt in erster Linie, als sog. Retentionsreservoir die Regelung des Hochwassers zur Vermeidung von Überschwemmungen durch den Jaispitzbach. Zu dem Zwecke soll es in der Regel nur teilweise gefüllt gehalten werden, um bei herankommendem Hochwasser mit dem ganzen Fassungsraum rückhaltend wirken zu können. Es soll aber ausserdem auch das zur Bewässerung von Länderien erforderliche Wasser liefern.

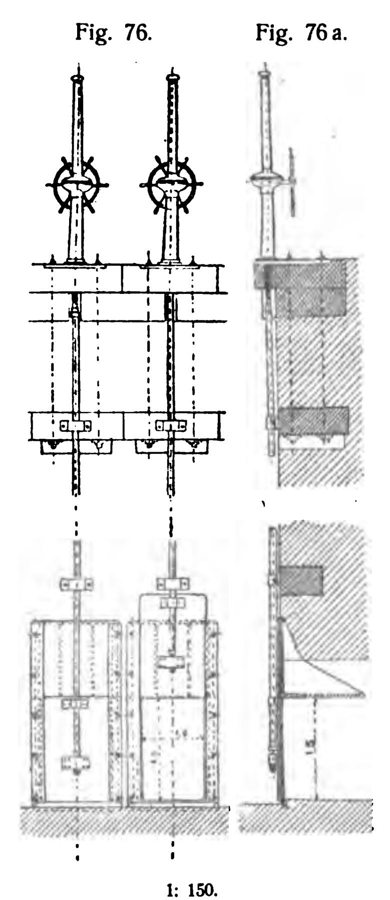
Die Fundamente wurden hier bis zu dem bis auf 6 m Tiefe liegenden Gneisfelsen niedergeführt. Das Material der Mauer besteht aus Gneis und Gneisgranit in Mörtel aus 1 Tl. Portland Cement, 2 Tl. Roman Cement und 6 Tl. Sand. Die maximale Kantenpressung beträgt 5 kg/qcm. Die Ausführung geschah in det Art, dass keine durchgehenden Lagerfugen entstanden, indem man grössere Blöcke in die nächste Mauerschicht durchgreifen liess. Wie aus dem Grundriss Fig. 14 a zu ersehen, ist diese Mauer gewölbartig gebogen. Fig. 14 a, 14 b, 14 c zeigen die Anordnung des Grundablasses. Um im Falle des Versagens der Grundablass-Schützen ein Überfluten der Mauer zu verhüten, wurde nebst einem offenen Überlauf auf der einen Seite, am anderen Ende der Mauer ein Überfallwehr in zwei Öffnungen von 6 m lichter Weite angelegt und mit Klappenaufsätzen von 1,5 m Höhe versehen, welche im Falle der Gefahr plötzlich geöffnet werden können. Die Anordnung dieser Klappen ist aus Textfig. 61 S. 134 zu ersehen (ÖM. 1895, S. 177).

„ Fig. 15—15 b. Talsperre von Wierowitz in Mähren (nach dem im Jahre 1895 zur Ausführung genehmigten Projekte von Prof. A. Friedrich). Diese Anlage ist gleichfalls ein Retentions-Reservoir mit gleichem Zwecke wie das vorige. Die Mauer wurde auch hier bis zum festen Felsen niedergeführt und erhielt die in Fig. 15 ersichtliche Profilform. Als Grundablass wurde ursprünglich zur grösseren Sicherheit der in Fig. 15 b ersichtliche, seitlich durch den Felsen zu treibende Entlastungsstollen gedacht, dessen Einlaufmündung durch drei Schützen von nebenstehender Anordnung (Textfig. 76—76 a) geschlossen werden sollte.

Zur Sicherheit gegen ein event. Überfluten der Dammkrone wurde hier gleichfalls nebst einem offenen Überlauf ein mittels Dammbalken geschlossenes Überfallwehr mit 4 Öffnungen von je 6 m lichter Weite gedacht (Fig. 15 a), dessen Anordnung aus Textfig. 48, S. 109 zu ersehen ist. Wegen der grösseren Stauhöhe wurden hier statt Klappen Dammbalken gewählt (ÖM. 1895).

Taf. 13, Fig. 1—1 a. Staumauer von Vyrnwy der Wasserversorgung von Liverpool (ausgeführt Ende der achziger Jahre). Dieser ungewöhnlich stark ausgeführte Damm bildet in seiner ganzen Länge von 357,5 m einen Überlauf, und wurde zu dem Zwecke als Überfallwehr mit oben

Fig. 76. Fig. 76 a.



1: 150.

Grundablass der Talsperre von Wierowitz.

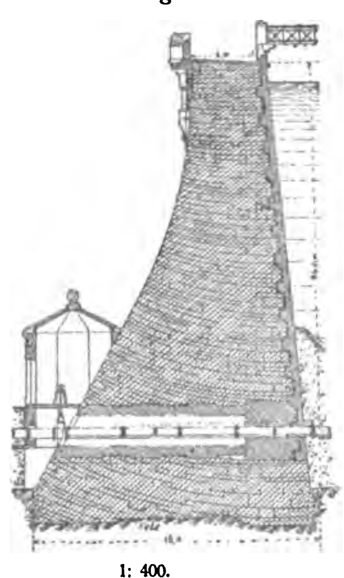
konvexer und unten konkaver äusserer Begrenzung ausgebildet. Über der Mauerkrone führt auf Pfeilern ein Viadukt mit Bogenstellungen von 6,7 m Lichtweite, der eine Fahrstrasse von 5 m Breite trägt.

Das hierdurch gebildete Staubecken hat ein Sammelgebiet von rd. 9 000 ha, eine Wasserfläche von 470 ha, eine grösste Tiefe von 26 m und eine Länge von ca. 10 km. Dem Wasserinhalt nach ist dies das grösste Staubecken in Europa. Die Mauer wurde bis zum festen Felsen niedergeführt und aus festem, in unregelmässigen Blöcken brechendem Tonschiefer als eine Art Cyklopmauerwerk, mit inneren und äusseren Stirnflächen aus etwas regelmässiger bearbeiteten Werksteinen, hergestellt. Die Fugen wurden 8 cm tief ausgekratzt und mit nur wenig feuchtem Cementmörtel gefüllt, der so lange eingeschlagen wurde bis sich Feuchtigkeit an der Oberfläche zeigte. Zur Vermehrung der Dichtigkeit wurde überdies die ganze Innenseite noch mit Cementmörtel verputzt, und der Fuss durch einen bis zum festen Felsen hinabreichenden Tonschlag versichert. Die Kosten waren auf 13,011,000 Mk veranschlagt (DB. 1889, S. 185 — GC. 1895 II).

Eine mustergiltige Staumauer neuerer Art ist die von Prof. O. Intze im Jahre 1891 ausgeführte Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid (Textfig. 77). Dieselbe hat eine Länge von ca. 165 m, eine Höhe von rd. 25 m, eine Dicke an der Krone und der Basis von bezw. 4 m und 15 m, und ist im Grundriss nach einem Halbmesser von 125 m gekrümmt. Der Überlauf hat eine Länge von 20 m.

Das Material der Mauer besteht aus Lenneschiefer von vorzüglicher Beschaffenheit (wetterfest und bis 2 000 kg/qcm Festigkeit). In der ganzen Mauer sind zur Sicherheit gegen Verschiebung die Schichten an jeder Stelle nahezu rechtwinklig zu den Kraftrichtungen angeordnet. Auf der Wasserseite erhielt die Mauer eine Abdichtung durch Cementverputz mit doppeltem Anstrich aus Goudron und Holzcement und darauf zum Schutz dieser Abdichtung eine Verblendung in Ziegeln von $1\frac{1}{2}$ und $2\frac{1}{2}$ Stein Stärke. Als diese Abdichtung noch nicht bis zur vollen Höhe ausgeführt war, hat es sich gelegentlich einer Probefüllung gezeigt, dass, so lange der Wasserstand nicht über die Abdichtung reichte, die Mauer auf der Luftseite vollkommen trocken blieb, sobald es aber darüber hinaus stieg, zeigte sich in wenigen Tagen die Mauer auf der Luftseite gleichmässig feucht, wenn auch ein Durchrieseln des Wassers in geschlossenen Fäden nicht vorkam. Zur grösseren Sicherheit des dichten Anschlusses an die Sohle ist die Mauer auf der Wasserseite fast bis zur halben Höhe mit einem abgepflasterten Lettendamm hinterfüllt worden.

Fig. 77.



1: 400.
Staumauer im Eschbachthale für das Wasserwerk von Remscheid.

Die Wasserentnahme geschieht durch zwei schmiedeiserne geschweisste Rohre von 500 und 350 mm Durchmesser und 20 mm Wandstärke. Dieselben gehen von einem Sammelthurm aus, welcher in etwa 11 m Abstand von der Mauer im Talbecken errichtet und durch eine Brücke von der Mauerkrone aus zugänglich ist (ZdI, 1895, S. 639).

Taf. 13, Fig. 2. Staumauer in der Füelbecke bei Altena, ausgeführt im Jahre 1891 von Prof. O. Intze. Das Querprofil hat hier auf der Talseite die gleiche konkave Begrenzung wie in den vorigen Fällen, während sie auf der Wasserseite

jedoch aus einer geneigten und einer lotrechten Ebene besteht. Zur Erreichung eines möglichst dichten Anschlusses an den Felsboden wurde auch hier eine Letten-Hinterfüllung angeordnet. Die Mauer besteht aus Lenneschiefer und Grauwacke in Trassmörtel, mit 1 bis 1,5 m starker Haustein-Verblendung.

Um das allenfalls durchsickernde Wasser unschädlich zu machen wurden hier im Innern der Mauer, in gegenseitigen Entfernungen von 2 m die in der Figur ersichtlichen Drainröhren von 55 mm Durchmesser angebracht, welche unten in Sammeldrains von 100 mm Durchmesser, und diese wieder in den Ablasskanal ausmünden. Um auch das Eindringen von Tagewasser auf der Luftseite zu verhindern und einen gegen mechanische Einwirkungen möglichst widerstandsfähigen Fugenputz zu erhalten, wurden hier die Fugen auf 3 bis 4 cm Tiefe ausgekratzt, im Grunde mit Asphalt und Holzcement zweimal heissgestrichen, und mit Cementmörtel ausgefugt (Zdl. 1895, S. 644).

Taf. 13, Fig. 3—3b. Die Urft-Talsperre bei Gemünd in der Eifel (Westfalen). Diese grossartige in den Jahren 1900—1903 ausgeführte Anlage ist gleichfalls ein Werk von Prof. Intze, und bezweckt die Bildung eines Beckens von 216 *ha* Oberfläche, das mit seinem Wasserinhalt von 45,5 Mill. cbm das grösste auf dem europäischen Kontinent ist. In anbetracht des Interesses das dieses Bauwerk in mehrfacher Beziehung verdient, soll hier eine nähere Beschreibung desselben gegeben werden.

Das Staubecken liegt an der Mündung der Urft in den Rurfluss und hat einen dreifachen Zweck, nämlich: die Unschädlichmachung des verderblichen Hochwasserabflusses der Urft und damit auch der Rur, die Erhöhung der Niederwasserstände der Rur im Interesse der Landwirtschaft, und die Gewinnung elektrischer Energie zu Kraft- und Beleuchtungszwecken. Die jährliche Abflussmenge des bezüglichen Niederschlagsgebietes von ungef. 375 qkm beträgt rd. 160 Mill. cbm, die sich so verteilen, dass jährlich eine dreimalige Füllung des Staubeckens möglich ist. Während zum Ablassen des Wassers für die ersteren zwei Zwecke die im Lageplan Fig. 3a angedeuteten zwei Grundablässe vorgesehen sind, wurde für die Kraftanlage der im Übersichtsplan Fig. 3b ersichtliche Kraftstollen von 2800 m Länge angelegt, der vom Staubecken das Wasser mit einem Gefälle von rd. 110 m der Kraftstation zubringt. Die kleinste Leistung des Kraftwerkes beträgt 4800 *PS* in 7200 Arbeitsstunden des Jahres, während sich die tatsächliche Leistung af 6 bis 8000 *PS* stellt. Für die Ausführung der Staumauer war die Anlage der im Übersichtsplan angedeuteten, vom Bahnhof Gemünd ausgehenden schmalspurigen Arbeitsbahn von rd. 12 km Länge erforderlich, die aber nunmehr für die Aufschliessung der bisher wenig zugänglichen fiskalischen Forste dient.

Die Staumauer ist nach einem Krümmungshalbmesser von 200 m gebogen, hat eine Kronenlänge von 226 m, eine grösste Höhe von Fundamentsohle bis Krone von 58 m, eine Kronenbreite von 5,5 m und eine grösste Sohlenbreite von 50,5 m. Für die Ableitung des überschüssigen Wassers ist am rechtsufrigen Talhang neben der Mauer ein kaskadenförmiger Überlauf von etwa 80 m Länge angeordnet, der bis 100 cbm/Sek ableiten kann, während die grösste beobachtete Hochwassermenge 80 cbm/Sek beträgt. Die Gründung der Mauer geschah auf 4 bis 6 m tief befindlichen festen Felsen (von Grauwacke durchsetzter Devonschiefer), bei dem vorher alle Risse mit flüssigem Cementmörtel sorgfältig gedichtet wurden. Die Mauer besteht im Kern aus von Hand versetzten Bruchsteinen von Tonschiefer, während die wasserseitige Stirn bis auf etwa 1 m Tiefe mit Grauwacke verkleidet ist. Deren gesamter Kubikinhalt beträgt 155 000 cbm. Der angewendete Mörtel bestand aus 1 Raumteil Weisskalk, 1,5 Teile Trassmehl und 1,75 Teile Sand. Derselbe wurde ziemlich trocken verwendet.

Zur Abdichtung der wasserseitigen Mauerfläche ist dieselbe mit einem 2,5 cm starken Cement-Trassputz und mit einem Goudronaustrich überzogen. Da

aber hierdurch erfahrungsgemäss ein vollständig dichter Wasserabschluss nicht zu erreichen ist, so wurden um das dennoch durchschwitzende Wasser vor dem Austritt an der Luftseite abzufangen in Abständen von 2,33 m, bezw. 2,56 m Drains aus Tonröhren von 6 cm Durchmesser in zwei Reihen entsprechend Fig. 3 in den Mauerkörper eingelegt, die in zwei in der Längsrichtung der Mauer laufende Sammeldrains von 15 cm Durchmesser, und diese wieder in die beiden Ablässe einmünden. Durch diese Drainage wurde auch der Vorteil gewonnen, dass dadurch das Austrocknen der Mauer befördert wurde. Zur besseren Abdichtung des unteren Teiles der Mauer und ihres Anschlusses an den Untergrund ist dieselbe auf der Wasserseite bis auf 34 m Höhe über der Fundamentsohle mit einer im Verhältnis 1 : 2 geböschten, abgepflasterten Erdschüttung hinterfüllt (Fig. 3).

Die beiden Ablässe sind gewölbte Kanäle, welche in dem die Mauer selbst durchsetzenden Teile eine Rohrleitung von 60 cm Durchmesser eingebaut haben. Dieselben sind mit dreifachem Schieberverschluss versehen, nämlich einem von der Aussenseite aus, durch den Kanal zugänglichen und zwei anderen, die von einem an der Mauerstirn angebrachten Schachte aus bedient werden. Diese zwei bis zur Höhe der Mauerkrone emporgeführten, durch Brücken zugänglichen Schächte sind in schwalbenschwanzförmige Schlitze der Mauerstirn eingebaut.

Um während der Bauzeit das Wasser der Urft von der Baustelle abzuleiten, wurde entsprechend dem Lageplan Fig. 3 a im Tale oberhalb ein Fangedamm in Form eines provisorischen Staudammes aus Erde angelegt, und zur Ableitung des hinter demselben gesammelten Wassers der in der Figur gleichfalls ersichtliche, am Fusse der Überlaufkaskade ausmündende Entlastungsstollen ausgesprengt. Derselbe soll später zur etwaigen Trockenlegung des Staubeckens bei erforderlichen Ausbesserungen dienen, und wurde zu dem Zwecke auf etwa 20 m seiner Länge mit einem in den Felsen sägeförmig eingreifenden Betonklotz geschlossen, in welchen zwei Rohre von je 70 cm Durchmesser eingebaut wurden, deren doppelte Schieber wie bei den Grundablässen bezw. vom talseitigen Stollenende aus und durch einen Bedienungsschacht zugänglich sind (Fig. 3 c).

Die Gesamtkosten waren auf rd. 5 Mill. Mk veranschlagt, wovon 4 Mill. Mk auf die Sperrmauer selbst entfallen (DB. 1903, N:o 21 & N:o 23).

Von anderen interessanten Ausführungen massiver Staudämme mögen noch folgende erwähnt werden:

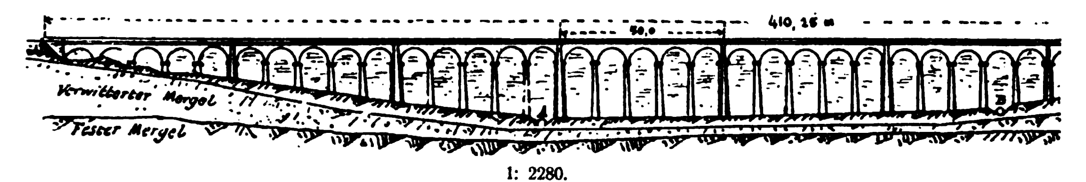
Unter den in neuerer Zeit in Frankreich ausgeführten Staumauern verdient namentlich diejenige eines zweiten Staubeckens der Mouche von 8,648,000 cbm Inhalt zur Wasserversorgung des Marne-Saône-Kanals angeführt zu werden (erbaut 1885—90). Diese Mauer (Textfig. 78—78 b) hat eine Länge von 410,25 m, eine grösste Höhe von Fundamentsohle bis Krone von 34 m, und eine grösste Wassertiefe von 24 m. Dieselbe ist auf festen Mergelboden gegründet. Die Krone dient hier als Fahrstrasse und hat eine Breite von 7 m, zu welchem Zwecke der obere Teil als Halbviadukt mit 40 Bögen von je 8 m lichter Weite ausgeführt ist. In gegenseitigen Entfernungen von 50 m wurden überdies noch besondere Verstärkungspfeiler vorgebaut. Hierdurch wurde sowohl eine grosse Standfestigkeit als auch eine vorteilhafte architektonische Wirkung erreicht. Ungünstig ist nur der Umstand, dass diese Talsperre im Grundriss in gerader Linie geführt ist.

Die beiden Ablässe *A* und *B* (Fig. 78) haben die in Fig. 78 b ersichtliche Anordnung, bestehend aus einem an die Mauer angelehnten halbzylindrischen Brunnen, der aussen durch vier in verschiedenen Höhen, angebrachte Schützen in 4,5 m gegenseitiger lotrechter Entfernung, geschlossen ist. Hierdurch ist der Vorteil gewonnen, dass die Schützen von oben nach unten mit sinkendem Wasserstand unter Anwendung eines geringen Kraftaufwandes geöffnet werden können. Die Schützen haben eine Breite von 0,8 m und eine Höhe von 1,0 m.

Die gesamten Anlagekosten betrugen 5,020,000 Frs. (GC. 1895 II, S. 219 — ÖZ. 1893, S. 133).

Ein weiteres Beispiel einer etwas älteren französischen Anlage ähnlicher Art, die inbezug auf die dabei begangenen Fehler und die traurigen Folgen davon ein besonderes Interesse verdient, ist die im Jahre 1895 eingestürzte Staumauer von Bouzey (Textfig. 79—79 a).

Fig. 78.



1: 2280.

Fig. 78 a.

1: 500.

Fig. 78 b.

1: 470.

Staumauer der Mouche.

Diese im Tale des Flusses Avière ca. 7 km von Epinal gelegene Anlage hat zum Zwecke die Speisung des Ost-Kanals, wofür der Fluss durch diese in den Jahren 1879—82 erbaute Mauer von ungef. 500 m Länge in gerader Linie abgesperrt wurde. Das hierdurch gebildete Staubecken erhielt eine Wasserfläche von 128 ha und einen Fassungsraum von 7 Mill. cbm, was für eine Zeit von 6 Monaten, während welcher der Verkehr auf dem Kanal jährlich stattfindet, genügend ist. Der Untergrund besteht an jener Stelle oberst aus Alluvium (a), worauf eine Schieferschicht (b), sodann weicher Buntsandstein (c) mit einer eingebetteten Tonschicht (d) und darauf fester Buntsandstein (e) folgt. Aus Ersparungsrücksichten wurde das Fundament nicht in der ganzen Breite der Basis bis zum festen Bundsandstein niedergeführt, sondern nur eine Dichtungsmauer von 2 m Dicke auf der Wasserseite, während der übrige Teil der Mauer auf dem oberhalb gelagerten, von der Tonschicht durchzogenen, weichen Buntsandstein gegründet wurde (wiewohl nur noch $3\frac{1}{2}$ m bis zum festen Felsen fehlten). Als daher der Stauweiher im Jahre 1884 zum ersten Mal bis zu einer Höhe von $3\frac{1}{2}$ m unter der Mauerkrone gefüllt wurde (13 m über dem natürlichen Boden, 3 m tiefer als das zulässige Maximum) verschob sich die Mauer in einer Länge von 135 m, so dass die Ausbauchung in der Mitte 0,37 m betrug. Hierbei wurde obgenannte Dichtungsmauer stellenweise losgerissen und erlitt in ihrem Zusammenhang solche Verschiebungen, dass dadurch ein täglicher Wasserverlust von ca. 30,000 cbm eintrat.

Infolge dessen wurde die Mauer in den Jahren 1888—89 in der in Textfig. 79 a ersichtlichen Weise verstärkt. Während aber bei der darauf erfolgten

Füllung bis zu 1 m Höhe unter der Mauerkrone weitere Verschiebungen nicht mehr beobachtet wurden, erfolgte am 27. April 1895 — wahrscheinlich infolge eines noch höheren Wasserstandes — ein Durchbruch in der Weise, dass die im oberen Teil augenscheinlich zu schwache Mauer (wie aus der Lage der in Fig. 79 eingezeichneten Drucklinie zu ersehen) auf eine Länge von 150 m abgebrochen wurde. Dabei wurden durch die in das Tal niedergestürtzten Wassermassen vier Ortschaften mit einem Verlust von ungef. 100 Menschenleben überflutet. Der erlittene Schaden soll ca. 40 Millionen Frs betragen haben (ÖM. 1895 — CBl. 1895 — DB. 1895 — Schw. Bztg. 1895).

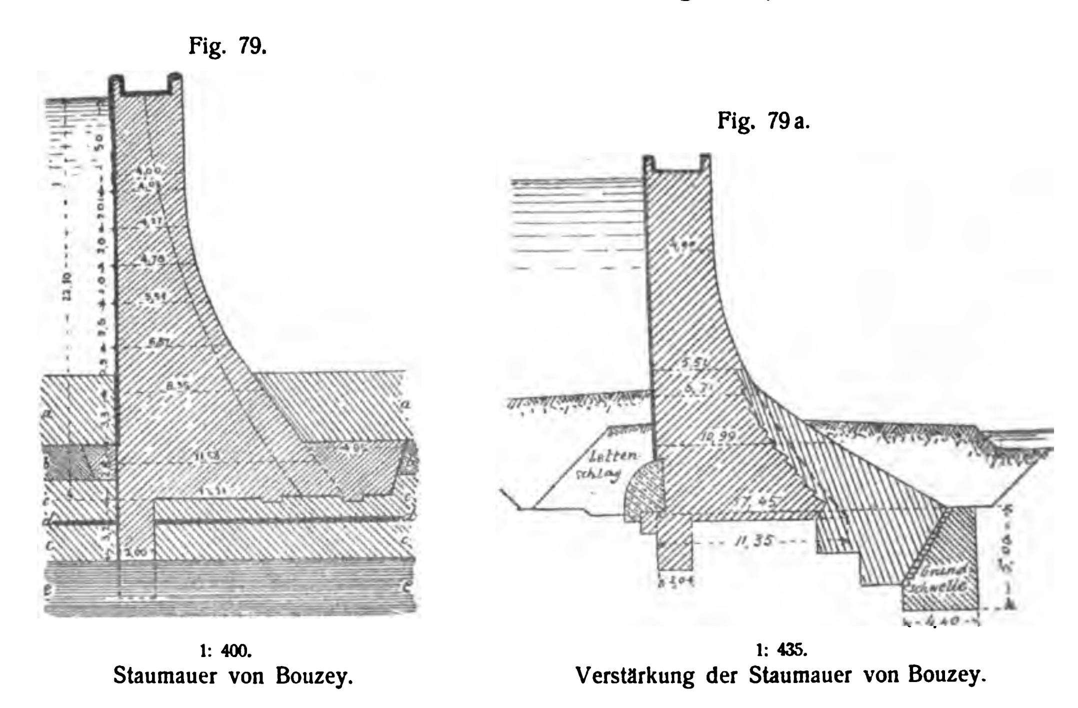


Fig. 79. 1: 400. Staumauer von Bouzey.

Fig. 79a. 1: 435. Verstärkung der Staumauer von Bouzey.

Taf. 13, Fig. 4—4b. A b l a s s der obigen S t a u m a u e r von B o u z e y, bestehend aus einem an die Mauer vorgebauten halbzylindrischen Brunnen mit Einlass-Schütze *a* von 1 m Breite und 0,7 m Höhe, und doppeltem gleichfalls mit Schützen *b* versehenem Auslauf (ÖZ. 1889, Bl. M.).

Von Interesse ist ferner die folgende Ausführung einer neueren französischen Staumauer:

Taf. 13, Fig. 5. A b s c h l u s s m a u e r des S t a u w e i h e r s von B a n für den Kanal von M o n t b é l i a r d zur oberen S a ô n e. Dieselbe hat eine Länge von 800 m und eine grösste Höhe von der Talsohle bis zur Mauerkrone von ca. 37 m. Deren Konstruktion ist dadurch bemerkenswert, dass die Mauer auf der Wasserseite mit einer Vorlage versehen ist, die halbzylindrische Hohlräume von 4 m Durchmesser zwischen 1 m breiten Pfeilern enthält, um dadurch die eigentliche Mauer von eindringendem Wasser freizuhalten. Es ist dies also eine Anordnung, die den gleichen Zweck hat wie die oben besprochenen Drains in den neueren I n t z e'schen Staumauern. Dieselbe erscheint aber weniger zuverlässig, nachdem hier infolge der geringen Mauerdicke jener Hohlräume bald grössere Wassermengen in dieselben eindringen, und sie dann ihren Zweck nicht mehr erfüllen dürften (CBl. 1900, N:o 86, S. 524).

Taf. 13, Fig. 6—6a. Ablass des Stauweihers von Hamiz, wobei die Wasserentnahme aus einem an der Mauer befindlichen Brunnen stattfindet, in den es durch zahlreiche kleinere Öffnungen gelangt, wie dies bei den Staumauern in Algier und in Spanien üblich ist. Hierdurch wird ein Verstopfen des Ablasses vermieden, da auch beim Verstopfen einzelner dieser Öffnungen das Wasser durch die übrigen in den Brunnen gelangt (ÖZ. 1889, Bl. M. — GC. 1897, I, S. 137).

„ Fig. 7—7c. Die Cristal Springs-Talsperre der Wasserversorgung von San Francisco. Dieselbe ist bemerkenswert durch eine eigentümliche Ausführungsweise der Mauer sowie durch die Art der Wasserentnahme. Die hohen Arbeitslöhne der dortigen Maurer und Steinmetze bei Inangriffnahme des Bauwerks (1887) veranlassten die Bauleitung von der gewöhnlichen Bauweise in Bruchsteinmauerwerk abzusehen und die Mauer aus Beton in Form von in einander greifenden Blöcken auszuführen, wobei dann gewöhnliche Handlanger verwendet werden konnten. Die Mauer ist auf festen Felsen gegründet und durch eingearbeitete treppenartige Absätze mit demselben in innige Verbindung gebracht. Die aus 1 : 2 : 6 Beton bestehenden Blöcke hatten im Grundriss eine **T** förmige Gestalt (Fig. 7) und hatten 9 bis 12 m Seitenlänge bei 2,5 bis 3 m Dicke. Dieselben wurden in der in Fig. 7 ersichtlichen Weise hergestellt, indem zuerst die sämtlichen schwarz bezeichneten Blöcke in Angriff genommen wurden, worauf die schraffierten in der Reihenfolge zur Ausführung kamen. Hierbei blieb jeder Stein der ersten Reihenfolge behufs völliger Erhärtung vorher etwa 8 Tage unberührt stehen. Schliesslich wurden die weiss bezeichneten Steine eingefügt. Durch zahnartige Gestaltung der Oberfläche kam überdies jeder Stein mit den angrenzenden Steinen in feste Verbindung (Fig. 7).

Die Wasserentnahme geschieht hier durch einen seitwärts an der Berglehne ausgesprengten und ausgemauerten Stollen (Fig. 7 & 7c) und ein von demselben emporsteigendes, in einem gemauerten Schacht eingeschlossenes gusseisernes Standrohr, welches in drei verschiedenen Höhen mit Einlassöffnungen A, B, C versehen ist. Jede der zu diesen Öffnungen führenden Leitungen kann im Standrohr durch einen Schieber geschlossen werden. Behufs allfälliger Ausbesserungen an den Schiebern können die unter Wasser gelegenen Einlassöffnungen durch von einem Prahm aus versenkte Hauben geschlossen werden. Von diesen Einlassöffnungen werden die unteren im Sommer, wenn die oberen Wasserschichten erwärmt sind, und die oberen bei Regenzeiten, wenn die unteren Schichten schlammig sind, verwendet.

Das Wasser wird durch eine etwa 38 km lange genietete schmiedeiserne Rohrleitung nach San Francisco geleitet. Die Anlagekosten dieser Talsperre wurden auf etwa 9¼ Millionen Mk veranschlagt (CBl. 1891, S. 14).

Taf. 13, Fig. 8—8. Der Nil-Staudamm von Assuan in Ober-Ägypten. Dieses grossartige Stauwerk der neuesten Zeit (ausgeführt in den Jahren 1898—1902) hat den Zweck vom Hochwasser des Nils so grosse Mengen zurückzuhalten, dass diese in der wasserarmen Zeit ausreichend sind die Niedrigwassermenge des Flusses in dem Grad zu heben, dass eine gute Bewässerung der unterhalb gelegenen Gebiete für das ganze Jahr gewährleistet wird. Der Damm befindet sich 6 km oberhalb Assuans, und durchquert das Nilbett in gerader Linie auf eine Länge von 1950 m (Fig. 8). Das dadurch gebildete Staubecken umfasst beim höchsten Stau von 20 m über Niedrigwasser eine Wassermenge von 1065 Mill. cbm. Der Damm besteht aus einer Mauer aus Granitbruchsteinen in Portlandcementmörtel, mit einem Querschnitt von 7 m Kronenbreite und einer Sohlenbreite, die bei 25 m Höhe bis 19 m und bei der grössten vorkommenden Höhe von rd. 28 m bis rd. 22 m zunimmt (Fig. 8a). In Abständen von durchschnittlich 65 m sind 10 m breite Strebepfeiler von 1 m Stärke angebracht. Die Druckbeanspruchung des Mauerwerks beträgt nicht über 5 kg/qcm.

Da der Staudamm, um seine Aufgabe voll zu erfüllen, die täglichen Wassermassen des Flusses bis zum Eintritt von Hochwasser ohne erheblichen Stau durch-

lassen muss, so sind in demselben 180 Öffnungen angebracht, von denen 140 je 7 m Höhe und 2 m Breite, die übrigen 40 bei gleicher Breite nur 3,50 m Höhe haben. Die Öffnungen befinden sich in einem gegenseitigen Abstande von 7 m von Mitte zu Mitte, so dass ein Mauerkörper von 5 m Stärke dazwischen liegt, und sind die Öffnungen durch Rollschützen verschliessbar, die durch fahrbare Winden bewegt werden. Hierdurch war die Anlage von Überläufen entbehrlich.

Für den Durchgang der Schiffe ist dicht neben dem Staudamm am linken Ufer ein 1600 m langer 15 m breiter Kanal im Felsen eingesprengt, der mit 4 Kammerschleusen von je 75 m Länge und 9,5 m lichter Weite versehen ist, und der bei niedrigstem Wasserstand noch 2 m Tiefe hat (Fig. 8). Von den Schleusen haben drei ein Gefälle von 6 m und eine ein solches von 3 m. Dieselben sind mit Schiebetoren von 9 und 19 m Höhe versehen.

Die Ausführung des Dammes geschah durch die Firma Aird & Co in London zum Preise von 24,5 Mill. Mk (ZfB. 1900, S. 374 — CBl. 1900 N:o 46 — Eng. 1899, S. 439).

Statische Berechnung der Staumauern.

Das Querprofil der Mauer muss so bemessen sein, dass dieselbe genügend standfest ist gegen Umkippen und gegen Verschieben, sowohl an der Sohle als auch an irgend einer anderen Trennungsfläche, sowie dass in sämtlichen Fugen eine genügende Dichtigkeit gegen das Eindringn des Wassers vorhanden ist. Bei sorgfältiger Ausführung genügen erfahrungsgemäss ungefähr folgende Hauptabmessungen:

Höhe der Mauer . . $H = 1{,}1\, h$

Kronenbreite . . . . $b = 1{,}5 + 0{,}1\, h$ Meter

Breite an der Basis $B = 1{,}5 + 0{,}45\, h + 0{,}01\, h^2$ Meter,

wenn h die grösste zulässige Wassertiefe bezeichnet (Rh.).

Bei der Annahme eines Profils ist stets noch eine besondere Untersuchung der Standfestigkeit und Sicherheit gegen das Durchdringen des Wassers erforderlich. Hierbei kann die Mauer als ein im Boden eingespannter elastischer Körper betrachtet werden, welcher einem Wasserdrucke entsprechend dem höchsten möglichen Wasserstande zu widerstehen hat, und bei dem zur Vermeidung von Undichtigkeiten durch Öffnen von Fugen nirgends Zugspannungen, sowie Druckspannungen von höchstens 8 bis 10 kg/qcm zulässig sein sollen. Die bezügliche Untersuchung geschieht in bekannter Weise durch Ermittlung der Drucklinien für gefülltes und ungefülltes Becken.

Wird zu dem Zwecke bei gefülltem Becken (Textfig. 80)*) das Profil in wagrechte Schichten von etwa 1 bis 2 m Höhe geteilt und für jede der so erhaltenen Fugen 1—1′, 2—2′, 3—3′. . die Resultante R_1, R_{1-2}, R_{1-3} . . . aus dem Gewichte des oberhalb befindlichen Mauerteiles g_1, g_{1-2}, g_{1-3} . . . und dem auf denselben wirkenden Wasserdrucke p_1, p_{1-2}, p_{1-3} . . für die Längeneinheit der

*) unter Annahme des Wasserstandes bis zur Mauerkrone, event. auch entsprechend höher (m n), unter Voraussetzung eines ungewöhnlichen, über die Mauerkrone reichenden Wasserstandes.

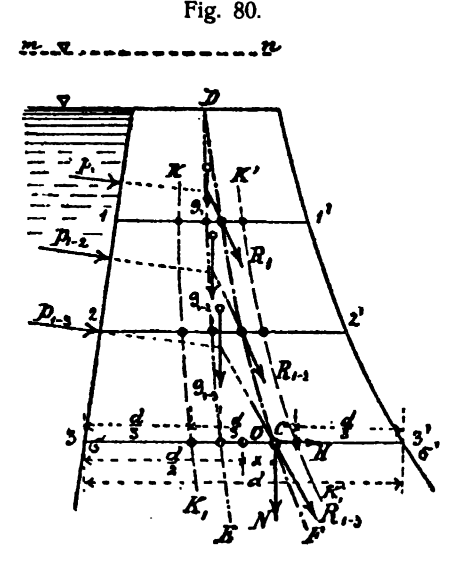
Mauer bestimmt, so sind deren Schnittte mit den bezüglichen Fugen Punkte der Drucklinie DF für das gefüllte Becken.

Wird dann etwa bei der Fuge 3—3′ die bezügliche im Punkte C angreifende Mittelkraft R_{1-3} in zwei Komponenten N und H, bezw. normal und parallel zu 3—3′ zerlegt, und mit d die Breite der Fuge, mit x der Abstand des Punktes C vom Mittelpunkte O der Fuge, mit σ die spezif. Druckspannung am wasserseitigen Ende der Fuge bei 3 und mit σ' jene am äusseren Ende bei 3′ bezeichnet, so ist nach den Regeln der Elastizitätslehre:

$$\sigma = \frac{N}{d} - \frac{Nx}{\frac{1}{6}d^2} = \frac{N}{d}\left(1 - \frac{6x}{d}\right).$$

Es ist daher $\sigma \gtreqless 0$, wenn $x \lesseqgtr \frac{d}{6}$, d. h. es ensteht keine Zugspannung bei 3, so lange der Punkt C (bei Beachtung dass derselbe rechts oder links von O liegen kann) im mittleren Drittel der Fuge 3—3′ liegt. Sollen daher Zugspannungen vermieden werden, so muss die Drucklinie DF im mittleren Drittel des Profils, also innerhalb der Drittellinien KK_1 und $K'K_1'$ liegen.

Fig. 80.



Soll aber das Eindringen des Wassers in allfällige offene Fugen verhindert werden, so ist es nicht genügend dass $\sigma = 0$ sei, sondern soll es den Wasserdruck an dieser Stelle entsprechend übersteigen.

An der Aussenseite ist analog

$$\sigma' = \frac{N}{6}\left(1 + \frac{6x}{d}\right) \lesseqgtr 8 \text{ bis } 10 \text{ kg/qcm}.$$

In gleicher Weise werden die Spannungsverhältnisse in der Mauer bei leerem Becken, also unter blosser Einwirkung des Eigengewichts der Mauer untersucht, und muss die bezügliche Drucklinie DE gleichfalls innerhalb des mittleren Profildrittels liegen.

Zur Ermittlung der Drucklinie empfiehlt sich am besten das graphische Verfahren, wobei der folgende Weg eingeschlagen werden kann.

Taf. 13, Fig. 9—9a. Graphische Ermittlung der Drucklinie. Nach Einteilung der Profilfläche in Schichten mit den Schwerpunkten 1, 2, 3 . . 6 werden die Gewichte der bezüglichen Mauerteile $g_1 g_2 g_3 \ldots g_6$ auf der lotrechten Kraftlinie CG (Fig. 9a) aufgetragen, worauf nach Annahme eines beliebigen Poles O das bezügliche Seilpolygon AB konstruiert wird. In gleicher Weise werden die gegen jene Mauerteile wirkenden Wasserdrücke $p_1 p_2 p_3 \ldots p_6$ vom Anfang der vorigen Kraftlinie zur Kraftlinie CH aufgetragen und das dem beliebigen Pol 0_1 entsprechende Seilpolygon $A_1 B_1$ gezeichnet. Die Resultanten der Gewichte g_1, g_{1-2}, $g_{1-3} \ldots g_{1-6}$ und jene der bezüglichen Wasserdrücke p_1, p_{1-2}, $p_{1-3} \ldots p_{1-6}$ gehen durch die Schnittpunkte a, b, c, . . f, bezw. a_1, b_1, c_1 . . f_1 der verlängerten Seilpolygonseiten und sind die Richtungen der letzteren Resultanten aus dem Kraftpolygon der p_1 $p_2 \ldots p_6$ in Fig. 9a zu entnehmen. Die Verbindungslinien der Endpunkte der Kräfte $g_1 g_2 \ldots g_6$ und $p_1 p_2 \ldots p_6$ in Fig. 9a ergeben die Resultanten R_1, R_{1-2} $R_{1-3} \ldots R_{1-6}$ der Richtung und Grösse nach. Werden nun in

Fig. 9 von den Schnittpunkten von p_1 mit g_1, p_{1-2} mit $g_{1-2} \cdot \cdot p_{1-6}$ mit g_{1-6} Parallele zu jenen Resultanten gezogen, so ergeben deren Schnittpunkte mit den bezüglichen Fugen die gesuchten Punkte der Drucklinie DF bei gefülltem Becken.

Die Drucklinie bei leerem Becken ergibt sich unmittelbar durch die Schnittpunkte der durch die Punkte $a, b, c \ldots f$ des Seilpolygons AB gehenden g_1, g_{1-2}, $g_{1-3} \ldots g_{1-6}$ mit den bezüglichen Fugen.

Was die Sicherheit der Mauer gegen Verschiebung betrifft, so muss für jede Fuge, wie etwa 33′ in Textfig. 80 einschliesslich der Fundamentsohle, wenn f der Reibungskoeffizient ist, die Bedingung

$$fN > H$$

erfüllt sein, worin f etwa $= 0{,}7$ angenommen werden kann. Diese Bedingung ist bei jeder Fuge erfüllt, deren Normale mit der Tangente der Drucklinie einen Winkel bildet, der kleiner ist als der Reibungswinkel. Da die Sicherheit gegen Verschiebung umso grösser ist, je kleiner dieser Winkel, so ist es in dieser Beziehung vorteilhaft die Fugen möglichst winkelrecht zur Drucklinie anzuordnen (vergl. Taf. 13, Fig. 2, Fig. 3 & Textfig. 77).

3. Staudämme aus Erde und Mauerwerk.

Staudämme, die aus Erde und Mauerwerk zusammengesetzt sind, können entweder in der Art ausgeführt sein, dass beide Teile dem Wasserdruck zu widerstehen haben, oder so, dass nur der eine Teil dem Wasserdruck ausgesetzt ist, während dies beim anderen, zu verschiedenen Zwecken dienenden Teil nicht der Fall ist. Staudämme der ersteren Art sind infolge des ungleichen Setzens der beiden Materialien und ihres ungleichen Nachgebens unter der Wirkung des Wasserdrucks als unzweckmässig zu betrachten. Zu den Anlagen dieser im allgemeinen nicht bewährten Art gehören verschiedene ältere Erddämme mit einer zur Abdichtung des Erdkörpers bestimmten Mauer- oder Betonschicht unter der wasserseitigen Böschung, wie die z. B. bei den Staudämmen von Torcy (Taf. 10, Fig. 12) und von Orédon (Taf. 11, Fig. 10) der Fall ist. Da bei dieser Anordnung infolge des ungleichmässigen Setzens und Nachgebens der Erdmassen Brüche und Undichtigkeiten bei der Mauerschicht unvermeidlich sind, hat man an anderen Stellen, wie z. B. beim Staudamm von Cercey die Mauerschicht durch eine Reihe von Tonnengewölben unterstützt, die von besonderen, bis zum festen Untergrund niedergeführten Pfeilern getragen werden (GC. 1895, II. Tome XXVI, S. 9). Allein hierdurch ist der gemeinsame Widerstand der beiden Teile aufgehoben, indem dabei zunächst die Gewölbe allein den Wasserdruck aufzunehmen haben, und daher diese für sich allein genügend stark und dicht sein müssen, während der Erddamm dabei seinem Zwecke entzogen, und die ganze Anlage dadurch sehr kostspielig wird.

Anders verhält es sich mit den Anlagen der anderen Art, zu denen in erster Linie die früher besprochenen Erddämme mit einem gemauerten Kern zu rechnen sind (vergl. Textfig. 75 — Taf. 11, Fig. 1a — Taf. 12, Fig. 12b).

Hierbei hat letzterer zwar gleichfalls die Abdichtung des Erdkörpers zum Zwecke, ist aber weder dem Wasserdruck ausgesetzt, noch von den Setzungen der Erdmassen abhängig. Nachdem ferner dieser ganz in der Erde vergrabene Mauerkörper auch den Einflüssen der Temperaturänderungen und dadurch der zu Undichtigkeiten Veranlassung gebenden Bildung von Schwindrissen entzogen ist, so sind diese Anlagen als vollends zweckmässig zu betrachten. — Ebenso zweckmässig ist die umgekehrte Anordnung, wobei Staumauern zur Abdichtung der unteren Teile auf der Wasserseite mit einer Erdschüttung hinterfüllt werden, wie dies z. B. bei den Intze'schen Staudämmen der Fall ist (vergl. Textfig. 77 — Taf. 13, Fig. 2 & Fig. 3). — Eine weitere in diese Kategorie gehörende, in neuerer Zeit stellenweise angewendete Anordnung besteht in der Anwendung einer auf der Talseite der Staumauer angebrachten Erdschüttung, wobei aber die Mauer so stark ausgeführt wird, dass sie für sich allein dem Wasserdruck widerstehen kann, während die Erdschüttung andere Zwecke zu erfüllen hat. Ein Beispiel dieser Art ist das folgende:

Taf. 14, Fig. 2. Staudamm am Alfelder Weiher in den Vogesen. Hierbei war die Anlage der Erdschüttung vor der für sich allein gegen den Wasserdruck genügend starken Mauer dadurch bedingt, dass die für einen Fahrweg dienende Krone eine Breite von 3,5 m erhalten sollte.

Bei demselben Staubecken befindet sich in der Fortsetzung dieses Dammes eine weitere Staumauer von 28 m Höhe und 4 m Kronenbreite (grosse Mauer, erbaut 1894), welche Breite somit für den Fahrweg genügend, und eine Erdschüttung hierfür entbehrlich war. Nichts destoweniger aber wurde später (1896—97) auch hier ein solcher Erdmantel (im Verhältnis $1:1\frac{1}{2}$ geböscht und gepflastert) angebracht, um die Mauer vor den Einwirkungen der äusseren Temperatur zu schützen, deren Einfluss trotz der gewölbten Form der Mauer die bedenklichen Wassersickerungen zugeschrieben wurden, die trotz aller versuchten Dichtungsmittel (sorgfältiges Verfugen der wasserseitigen Mauerfläche, Vergiessen der entstandenen Schwindrisse mit Cement und Bestreichen der ganzen Fläche mit einer dichtenden Masse, Einbringen von Bleiplatten in die Risse) nicht zu beseitigen waren (ÖM. 1900, Taf. 5 — ZfB. 1889, Bl. 32).

Ein solcher Erddamm wurde bei der später erbauten, ungefähr ebenso hohen, an der Krone ca. 230 langen, und gleichfalls gewölbten Mauer des Stauweihers Lauchensee in den Vorgesen in vorhinein angebracht. Hierbei wurde der Erdmantel bis zu 4 m Höhe unter der Mauerkrone emporgeführt, und erhielt gepflasterte Böschungen von $1:1\frac{1}{2}$ Neigung, mit zwei Bermen. Bei der statischen Berechnung der Mauer wurde auch hier der Gegendruck des Erdkörpers bei gefülltem Becken nicht berücksichtigt, während sein Einfluss auf die Standsicherheit der Mauer bei leerem Becken in Betracht gezogen wurde. Allein gegenüber dem

unzweifelhaften Nutzen solcher äusserer Erdmäntel, sowohl inbezug auf die Dichtung, als auch mit Rücksicht auf die Erhöhung der Standsicherheit der Mauer, steht die dadurch bedingte wesentliche Erhöhung der Anlagekosten. So entfielen bei der letztgenannten Anlage von den Gesamtkosten des Staudammes von 975 000 Mk auf den Erdmantel 95 000 Mk (ZfB. 1902, S. 221).

4. Staudämme aus Beton und Eisen.

Kombinationen von Beton und Eisen können bei Staudämmen in zweifacher Weise zur Anwendung kommen. Die zuverlässigste, auch bei grösseren Dammhöhen anwendbare Anordnung besteht darin, dass die den Wasserdruck aufnehmende Konstruktion aus Betongewölben zwischen massiven Pfeilern gebildet ist, zu deren Abdichtung dieselben auf der Wasserseite mit einer Blechhaut überzogen werden. Besteht die letztere aus Tonnenblechen, so werden dadurch die Gewölbe zugleich verstärkt. Das folgende Beispiel zeigt eine neuere amerikanische Anlage dieser Art.

Taf. 14, Fig. 3—3c. Beton-Staudamm mit Stahlplatten in Ogden (Utah). Der auf Felsboden ruhende Damm hat eine Höhe von 30,5 m und besteht aus Betonpfeilern von 5 m Dicke, die auf der Wasserseite durch schief ansteigende Tonnengewölbe von 9,79 m lichter Weite und von 1,80 bis 2,4 m Scheitelstärke mit einander verbunden sind. Dieselben sind durch Stahlplatten von 6,5 mm Stärke überdeckt (Beton und Eisen 1902, IV, S. 3).

Eine andere Anordnung wäre übereinstimmend mit den früher besprochenen „Wehren aus Eisenbeton“ (Textfig. 46), wobei zwischen Pfeilern gleicher Art wie im vorigen Beispiel anstatt der Tonnengewölbe Platten aus Eisenbeton gelegt sind. Diese Anordnung dürfte aber wegen der Schwierigkeit diese Platten bei grösserem Wasserdruck dicht zu erhalten, für Staudämme von grösserer Höhe nicht geeignet sein.

5. Staudämme aus Eisen.

Ganz in Eisen Ausgeführte Staudämme, wie solche bisher auch nur in Amerika zur Anwendung gekommen sind, haben eine ähnliche allgemeine Anordnung wie die vorigen, und bestehen aus einer den Wasserdruck aufnehmenden Blechwand, die in bestimmten Abständen von Fachwerkpfeilern gestützt wird. Eine derartige Ausführung neueren Datums zeigt das folgende Beispiel:

Taf. 14, Fig. 4—4a. Eiserner Staudamm mit Betonfundament zu Redridge (Mich.). Die Konstruktion besteht aus schief ansteigenden Tonnenblechen die sich gegen eiserne Fachwerkpfeiler stützen. Die beiden Figuren zeigen den Querschnitt des Dammes bezw. in dessen Mitte und an den Seiten (Engg. Nws. 1901, II. 15. Aug. — Vergl. CBl. 1898, N:o 43).

III. Fischwege.*)

A. Allgemeines.

Die künstlichen Fischwege sind Anlagen, welche den Aufstieg von Fischen an Stellen mit stärkerem Gefälle, also namentlich durch Wehre, wie auch durch Stromschnellen und Wasserfälle, ermöglichen sollen. Hierbei wird in erster Linie bezweckt, den Wanderfischen, welche zu gewissen Zeiten vom Meere kommend die in den oberen Flussläufen gelegenen Laichplätze aufzusuchen pflegen, den Aufstieg zu ermöglichen. Dies ist namentlich der Fall beim kostbaren Lachs, der sich in den meisten grösseren Flüssen vorfindet, welche sich in die Meere der höheren Breiten ergiessen, und in deren oberen Läufen dieser Fisch seinen Ursprung hat, welche er dann zur Laichung immer wieder aufzusuchen pflegt.

Andere Wanderfische wieder, wie die Aale haben umgekehrt ihre Laichplätze im Meere, von wo die junge Brut in den Flüssen stromaufwärts zieht, um in den oberen seichteren Läufen Nahrung und Wärme zu suchen, von wo sie dann als erwachsene Tiere wieder nach dem Meere ziehen. Allein auch die s. g. Standfische, wie die Forelle, Huche, Barbe u. s. w. pflegen zu wandern, wenn auch in weniger ausgedehntem Masse, weshalb durch Anlage von Fischwegen zu deren Vermehrung wesentlich beigetragen werden kann.

Was speziell den Lachs betrifft, so pflegt derselbe bestimmte Laichplätze aufzusuchen, da nicht jede Stelle für die Ausbrütung des Laiches geeignet ist. Hierfür ist nämlich nebst geringer Wärme ein starker Luftwechsel erforderlich, weshalb der Laich in lebhaft und gleichmässig strömendes Wasser zu liegen kommen muss, tief genug um nicht zu frieren, zwischen groben Sandkörnern, fest genug um von der Strömung nicht fortgerissen zu werden. Es eignet sich daher hierfür weder stehendes noch unreines Wasser, da dabei der Laich leicht durch Niederschläge bedeckt wird, welche den Luftzutritt hindern, ebenso wie Flussstrecken ungeeignet sind, deren Boden aus Ton, Schlamm und ähnlichem losen

---

*) Vergl. Landmark. Om Laxetrapper NTT. 1884 — H. Keller. Die Anlage der Fischwege, CBl. 1885 — DB. 1887, S. 366 — 1888, S. 4 — TFF. 1897, 1903.

Material, oder aus grösseren Steinen oder Felsen besteht. Letztere Bodenarten eignen sich darum nicht, da sie den Fischen nicht das Ausgraben von Löchern gestatten, in welche sie den Laich zu legen und dann zuzuschütten pflegen, um ihn vor dem Fortschwemmen und vor feindlichen Angriffen zu schützen. Gut ist es, wenn sich in der Nähe der seichten Laichstellen tiefere Kolke befinden, wohin sich die Fische bei Tage zurückziehen können.

Da der Lachs zum Laichen in der Regel immer wieder diejenigen Flussläufe aufzusuchen plegt, wo er seine Jugend verbracht, so können sonst geeignete Stellen durch künstliche Pflanzung der Brut in besuchte Fischplätze verwandelt werden. So hatte beispielsweise der Ballysadarefluss in Irland, wegen seiner unüberwindlichen Stromschnellen und Wasserfälle, bis zum Jahre 1856 keine Wanderfische. Nachdem aber diese Hindernisse durch Anlage dreier Fischpässe beseitigt, und die Kiesbänke des oberen Flussgebiets mit Lachsbrut bevölkert worden waren, nahm der Fischreichtum ungemein rasch zu, so dass bereits im Jahre 1870 ungef. 9700 Lachse, mit einem Verkaufswert von nahezu 75 000 Frs. gefangen wurden. Ein anderes interessantes Beispiel bietet der Tyne-Fluss, welcher bis zur Erbauung des unweit seiner Mündung gelegenen Bywell-Wehres als ein guter Lachs-Fluss galt, während nachdem der Fischreichtum immer mehr und mehr abnahm. Nachdem aber im Jahre 1861 das Stauwerk grösstenteils zerstört worden ist, erschien der Lachs wieder in grossen Mengen auf seinen alten Laichplätzen, so dass dort gegenwärtig der Jahresertrag über 50 000 Lachse ausmachen soll.

B. Grösste zulässige Gefälle und Druckhöhen.

Bezüglich der grössten Gefälle, welche speziell von Lachsen überwunden werden können, bestehen folgende Erfahrungen. Dort wo Gefälle und Strömung zu stark sind um schwimmend überwunden zu werden, versucht der Fisch durch Sprünge durch die Luft vorwärts zu kommen. Nach Landmark will man an einzelnen Stellen (z. B. am Hellefall in Norwegen) beobachtet haben, dass Lachse bis zu 5 m hoch gesprungen seien, während dagegen an anderen Stellen Stromschnellen von 3 bis 4 m Höhe ein unüberwindliches Hindernis bilden. Es müssen daher solche Sprünge nur als aussergewöhnliche Leistungen besonders starker Fische angesehen werden. Nach Atkins ist sogar anzunehmen, dass viele Lachse gar nicht springen. Im allgemeinen kann man aber annehmen, dass ältere aus der See kommende Lachse Gefälle bis zu etwa 1,5 m Höhe schwimmend oder springend mit Sicherheit überwinden können, falls sich am Fusse des Hindernisses ein genügend langer Kolk befindet, wo die Fische Anlauf nehmen können. Da aber jüngere Fische solcher Kraftleistungen nicht fähig

sind, so sollen grössere Gefälle durch künstliche Fischwege in kleinere Gefälle von höchstens 0,3 bis 0,4 m Höhe zerlegt, und die Geschwindigkeit des Wassers dem entsprechend vermindert werden.

Bei beweglichen Wehren kann mitunter durch zeitweiliges Öffnen einzelner Teile des Wehres der Durchgang der Wanderfische ermöglicht werden. Hierbei ist jedoch zu beachten, dass nach Landmark eine solche Öffnung für Lachse nur dann passierbar ist, wenn bei einer Breite von wenigstens 0,31 m, und bei genügendem Raum für den Anlauf, die Druckhöhe nicht grösser ist, als etwa 1,25 m.

C. Lage und Speisung der Fischwege.

Da die Wanderfische beim Aufstieg hauptsächlich den tiefsten Stellen, bezw. dem Stromstrich zu folgen pflegen, so ist es zum leichten Auffinden der Fischwege durch die Fische zweckmässig dieselben in den Stromstrich zu verlegen, und zwar ausgehend von der höchsten Stelle bis wohin die Fische noch vordringen können. Nachdem aber diese Lage bei Wehren den Nachteil hat, dass die bezüglichen Bauwerke leicht der Zerstörung durch Hochwasser, Eisgang u. s. w. ausgesetzt, und behufs Reinigung und Reparatur schwer zugänglich sind, nebstdem hierbei in den meisten Fällen noch eine schwerere Ausführung in Betracht kommt als bei seitlicher Lage, so werden die Fischwege oft auch seitlich an den Ufern angelegt, und können dann auch zweckmässig sein, wenn nur dabei gewisse Bedingungen erfüllt sind. Hierzu ist nämlich erforderlich, dass die Ausmündung des Fischweges möglichst nahe am Hindernisse sich befinde, damit derselbe von den hauptsächlich am Hinderniss und dessen nächster Umgebung herum streichenden Fischen leicht gefunden werde, nebstdem dort auch ein Kolk von entsprechender Tiefe vorhanden sein muss, und eine zum Anlocken der Fische genügend grosse Wassermenge dem Fischwege entströmen soll. Die leichtere Zugänglichkeit solcher am Ufer gelegenen Fischwege hat aber allerdings wieder den Nachteil, dass dadurch der Fischdiebstahl begünstigt wird.

Wenn Fischwege, welche in Wehre eingebaut werden, eine so grosse Länge erhalten müssen, dass sie über das Wehr hinaus ragen, so ist es zum leichteren Auffinden der unteren Ausmündung besser, dieselbe in die Flucht des Wehres zu verlegen, und das obere Ende über das Wehr in das Oberwasser vortreten zu lassen (Textfig. 81 & 101), als umgekehrt das untere Ende der Anlage über das Wehr in das Unterwasser hinausragen zu lassen (Textfig. 99). Zur Minderung der Möglichkeit des Verlegens des im Oberwasser gelegenen Einlaufes durch Treibholz u. s. w. wird jenes Ende des Fischweges oft keilförmig angeordnet, und der Einlauf an der einen Seite, oder an beiden angebracht (Text-

fig. 82 & 101). Auch werden hierfür besondere vorgelegte Abweiser nach Art der Eisbrecher angewendet (Textfig. 95).

Von besonderer Wichtigkeit ist eine richtige Speisung der Fischwege, indem dieselben während der Wanderzeit weder zu wenig noch zu viel Wasser führen sollen, da im ersteren Falle die Fische ungenügend angelockt und in der Bewegung behindert werden, während bei zu vielem Wasser durch die starke Strömung sowohl der Aufstieg erschwert, als auch die Anlage beschädigt werden kann. Zum unbehinderten Passieren der Lachse soll daher die Sohle des Einlaufes mindestens 0,3 bis 0,4 m unter demjenigen niedrigsten Wasserstand liegen, bei dem die Fische noch zu wandern pflegen, und ist bezüglich des Wasserverbrauchs der Fischwege zu beachten, dass zum wirksamen Anlocken der Fische zwar eine möglichst grosse Wassermenge erwünscht ist, hiermit aber auch die Abmessungen der Anlage, bezw. deren Kosten umsomehr wachsen, als eine grössere Wassermenge zur Vermeidung einer zu starken Strömung ein kleineres Gefälle, somit auch eine grössere Länge der Anlage bedingt. Man pflegt daher aus diesem Grunde und mit Rücksicht auf den Bedarf an Stauwasser den Wasserverbrauch bei den Fischwegen möglichst einzuschränken. Da es aber zum Anlocken der Fische erwünscht ist, dass der Ausmündung eine grössere Wassermenge enströme, so hat man in einzelnen Fällen (z. B. beim Fischpass am Ruckanfall, Textfig. 90) die Anordnung getroffen, dass dem unteren Teil der Anlage durch eine besondere Leitung noch Wasser zugeführt wird. Hieraus erwächst der Vorteil, dass der obere Teil des Fischweges kleinere Abmessungen und ein stärkeres Gefälle erhalten kann, als es sonst der Fall wäre.

Bei Gewässern mit stärkerem Wasserstandswechsel ist es zur Erreichung eines möglichst konstanten Wasserzuflusses erforderlich, die Einmündung mit einem stellbaren Schützenverschluss zu versehen. Da aber dann bei höheren Wasserständen der Druck in der Schützenöffnung so gross werden kann, dass er den Durchgang der Fische erschwert, so können in einem solchen Falle entweder mehrere über einander gelegene Einmündungsöffnungen angebracht sein, von denen immer die nächst an der Wasserfläche gelegene geöffnet wird, während die unteren geschlossen gehalten werden, oder man benutzt Fischwege, welche der ganzen Länge nach oder nur im oberen Teil in vertikaler Richtung, entsprechend dem Wasserstand stellbar sind. Da übrigens der Aufstieg der Fische nicht bei den niedrigsten Wasserständen, sondern meistens zwischen Mittel- und Hochwasser stattzufinden pflegt, so kann in den meisten Fällen der Einlauf so hoch angelegt werden, dass er nur von den höheren Wasserständen erreicht wird, wenn es nicht, wie bei hölzernen Fischwegen, zur Erhaltung des Bauwerkes gegen Fäulnis erwünscht ist die Anlage ständig unter Wasser zu erhalten.

Durch die Anbringung von Schützenverschlüssen bei Fischwegen an Wehren wird auch der Zweck erreicht, dass der Fischweg bei einem eventuellen Wassermangel ausser der Wanderzeit geschlossen werden kann. Nachdem übrigens die Stauwerksbesitzer gewöhnlich nur bei niedrigen Wasserständen das zufliessende Wasser allenfalls vollständig verbrauchen, also bei Zeiten wo der Aufstieg der Fische nicht stattzufinden pflegt, so kann auch angenommen werden, dass in der Regel durch den Wasserverbrauch der Fischwege eine Schädigung der Wehrbesitzer nicht stattfindet.*)

Die erforderliche Wassermenge soll bei Fischwegen für Lachse nach Roberts und Landmark bei gewöhnlichen Gefällsverhältnissen nicht kleiner sein, als durch eine Öffnung von 0,09 qm fliesst. Gewöhnlich beträgt der Wasserverbrauch nicht über 0,3 bis 0,4 cbm in der Sekunde.

D. Allgemeine Anordnung der Fischwege.

Die Fischwege bestehen aus geneigten, in gerader oder gebrochener Linie geführten Rinnen mit ebener oder abgetreppter Sohle und meistens lotrechten Seitenwänden (Wangen), ohne oder mit besonderen Querwänden zur Hemmung der Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers, nebstdem es Anordnungen gibt, wodurch in der Rinne ein künstlicher Gegenstrom erzeugt wird. In Übereinstimmung mit H. Keller sollen hier die Fischwege ohne Querwände, und solche mit über nur einen Teil der Breite reichenden Querwänden (Querstegen) Fischpässe (Schwimmtreppen, *running*), dagegen solche mit über die ganze Breite geführten Querwänden (Sperren) Fischtreppen (Springtreppen, *jumping*) genannt werden. Ausserdem gibt es für den Aufstieg der Aalbrut sog. Aalrinnen. Dem Materiale nach bestehen diese Anlagen aus Holz, oder aus Mauerwerk, zuweilen auch aus Eisen, nebstdem dieselben auch im Erdboden ausgegraben, bezw. im Felsboden ausgesprengt sein können. Sie sind gewöhnlich oben offen, doch hat man dieselben zur Vermeidung des Überströmtwerdens, zuweilen auch im oberen Teil oder der ganzen Länge nach mit Bohlen oder Steinplatten etc. abgedeckt, oder vorne durch einen Schutzdamm überbaut. Ferner werden Fischwege auch im Inneren von Wehrpfeilern angelegt. Durch die Querwände zerfällt der Fischweg in eine Anzahl von mehr oder weniger geräumigen kaskadenartig fallenden Becken oder Kammern (Pfuhlen), in welche der aufsteigende Fisch entweder schwimmend oder durch die Luft

*) In Finnland und in den skandinavischen Ländern sind die Wehrbesitzer nach dem geltenden Wasserrecht eventuell verpflichtet, dort wo nicht zum Zwecke der Ableitung des Hochwassers, der Schiffahrt oder der Flösserei 1/3 der Flussbreite (*kungsådra*) offen gehalten werden muss für den Aufstieg der Fische behördlich genehmigte Fischwege anzulegen.

springend gelangt. Ausser den angeführten zwei Hauptarten von Fischwegen gibt es aber auch noch Übergangsformen, welche weder zu der einen noch zu der anderen dieser Arten gehören, und werden wohl auch die gesamten Fischwege: Fischpässe, Fischtreppen oder Fischleitern genannt.

Bei der Wahl zwischen Pässen und Treppen hat man zu beachten, dass die letzteren zwar auch schwimmend passiert werden können, jedoch weniger bequem als die ersteren, daher die Pässe mehr geeignet sind für Fische, welche zum Springen nicht geneigt sind, wie dies z. B. bei einer der wichtigeren Fischarten in Nordamerika, dem sog. ale-wife (Pomolobus mediocris) der Fall ist, weshalb dort auch meistens Pässe zur Anwendung kommen. Da man aber auch von anderen Fischen annehmen kann, dass sie sich nur im Notfall zum Springen durch die Luft entschliessen, so verdienen in dieser Beziehung die Pässe den Vorzug, wogegen aber dieselben im allgemeinen einen grösseren Wasserverbrauch bedingen.

E. Gefällsverhältnisse und Abmessungen.

Das grösste zulässige Gefälle gewöhnlicher Fischwege beträgt etwa 1 : 6, doch wird hierbei den Fischen der Aufstieg alzu sehr erschwert, weshalb das Gefälle in der Regel nicht grösser angenommen werden sollte, als etwa 1 : 12 bis 1 : 10. Nur bei den später näher besprochenen eingenartigen Fischpässen von Mac Donald, wobei durch das abfliessende Wasser selbst ein Gegenstrom erzeugt wird, sollen Gefälle von 1 : 4 bis 1 : 3 angewendet werden können.

Die Abmessungen der Fischwege sind von der Grösse der Fische abhängig, und ist für Lachse eine lichte Weite zwischen den Wangen von wenigstens 2,0 bis 2,5 m, und am Übergang zwischen den Becken eine Wassertiefe von wenigstens 0,3 bis 0,4 m erforderlich, während für Forellen bezw. eine Breite von 0,8 m und eine kleinste Tiefe von etwa 0,2 m genügen können. Der gegenseitige Abstand der Querwände, bezw. die Länge der Becken, soll zur Ermöglichung des Anlaufs im ersteren Falle 2,5 bis 3 m und im letzteren etwa 0,9 m, und die Tiefe der Becken für Lachse 0,5 bis 0,8 m und für Forellen wenigstens 0,3 m betragen. Der Höhenunterschied zwischen den Becken, soll mit Rücksicht auf die Möglichkeit des Überspringens der Querwände, für Lachse, 0,3 bis 0,4 m und für Forellen und andere Fische etwa 0,2 bis 0,3 m nicht übersteigen.

Bei Fischwegen von grösserer Länge als etwa 50 m ist es angezeigt in gewissen gegenseitigen Abständen grössere Becken als Ruheplätze einzurichten, wie dies z. B. beim Rukanfall-Passe geschehen ist (vergl. Textfig. 90), um den aufsteigenden Fischen das ermutigende Bewustsein zu geben, dass sie nicht in eine Sackgasse geraten sind. Ferner ist es angezeigt, nicht nur über die Sperren

der Treppen, sondern auch über die Querstege der Pässe etwas Wasser fliessen zu lassen, um die Oberfläche unruhig und weniger durchsichtig zn machen, wodurch die Fische sowohl gegen Raubvögel und andere Raubtiere besser geschützt sind, als auch durch Passanten weniger beunruhigt werden. Da aber hierdurch die Fische mehr zum Überspringen der Stege verlockt werden, so müssen dann die Wangen entsprechend höher angelegt werden als die Querwände (für Lachse wenigstens 1 m über dem höchsten Wasserstand) um ein Herausspringen über die Wangen zu vermeiden. Man lässt daher oft, um an Wangenhöhe zu sparen, auch nur über die unteren Querstege das Wasser fliessen, nur um hierdurch die Fische anzulocken.

Zur Minderung der Geschwindigkeit des Wassers sind die Sohle und die Wände der Fischwege möglichst rauh zu halten, also bei gemauerten Anlagen am besten aus rohem Bruchsteinmauerwerk auszuführen. Bei hölzernen Anlagen hat man zu dem Zwecke wohl auch die Sohle mit grobem Kies belegt, was aber den Nachteil hat, dass dadurch das Durchflussprofil eingeschränkt wird.

Die Querwände bestehen bei hölzernen Anlagen aus Bohlen, und bei gemauerten aus Steinplatten oder Werksteinen geringerer Dicke, zuweilen auch aus Holz, was den Vorteil hat, dass daran später leichter erforderliche Änderungen vorgenommen werden können. Zur Vermeidung von Beschädigungen der Fische sollen die Kanten der Querwände abgerundet sein.

F. Konstruktion der Fischwege.

1. Fischpässe.

a. Fischpässe ohne Querstege.

Bei kleinem Gefälle können einfache Rinnen ohne Querstege als Fischpässe dienen.

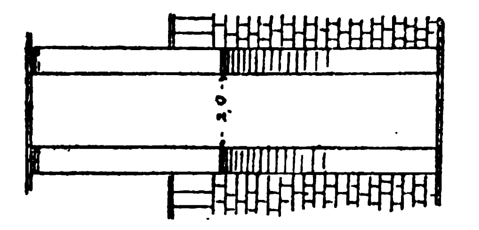
Eine solche Anlage einfacher Art ist der in nächstehenden Textfiguren 81—81a ersichtliche Fischpass, in Form eines Wehreinschnittes am Poolquay-Wehr im Severnfluss, bestehend aus einer von der Unterkante des Wehres nach dem Oberwasser zu verlängerten Rinne von 2 m Breite, mit einer Neigung von 1 : 12 und einer Wassertiefe, die je nach dem Wasserstand 0,3 bis 0,5 m beträgt. Derartige Fischpässe (sog. Queens gaps) wurden früher in England oft angewendet, dieselben haben aber den Nachteil eines verhältnismässig grossen Wasserverbrauchs (im vorliegenden Falle 1,6 cbm in der Sek. bei Niedrigwasser), weshalb sie für Wehranlagen nicht angezeigt sind. Dagegen können dieselben behufs Umgehung von natürlichen Gefällshindernissen bei günstigen örtlichen Verhältnissen allenfalls mit Vorteil zur Anwendung kommen.

Ein interessantes Beispiel dieser Art bietet der grossartige Lachspass beim Logfall des Sireflusses in Norwegen, welcher aus einem einfachen im Ufer ausgegrabenen und ausgesprengten Graben von 320 m Länge und einer gesamten

Gefällshöhe von ca. 8,5 m besteht. Der obere im Erdboden ausgegrabene Teil hat eine Sohlenbreite von 2,2 m, seitliche Böschungen von $1 : 1\,^1/_2$ und ein Gefälle von 1 : 200, mit allmählicher Zunahme bis zu 1 : 30 und 1 : 25, während der untere, im Felsen eingesprengte Teil eine Sohlenbreite von 1 m, eine Tiefe von 2 m, fast lotrechte Seitenwände und ein Gefälle von 1 : 15 hat. Bei diesem Teil sind aber in gegenseitigen Abständen von 5 m hölzerne Querstege eingebaut, wodurch das Gefälle in Absätze von ca. 0,3 m Höhe zerlegt ist. Der Einlauf ist mit einem Sperrdamm mit Schütze versehen. Der Wasserverbrauch betrug vor Errichtung der letzteren Anlage bei mittlerem Sommerwasser ca. 7 cbm/Sek. Diese Anlage soll sich als sehr effektiv erwiesen haben.

Fig. 81. Längenschnitt.

Fig. 81 a. Grundriss.



Fischpass am Poolquay-Wehr.

Zu dieser Art von Pässen gehören auch die sog. Schrägpässe (Diagonalrinnen), nämlich Rinnen, welche zur Erreichung eines kleineren relativen Gefälles, bezw. zur Verlangsamung des Wasserabflusses schräg über den Wehrrücken in einfacher oder gebrochener Linie angelegt sind. Dieselben bestehen in der einfachsten Form aus einer auf dem Wehrrücken schräg befestigten Bohle oder einem Balken, während sie sonst im Mauerwerk ausgespart sind, wie die folgenden Beispiele zeigen.

Taf. 14, Fig. 5. Schrägpass am Brigg Flatts-Wehr im Rawthay-Bach. Diese in England bei Wehren von kleiner Stauhöhe oft mit gutem Erfolg angewendete Anordnung besteht aus einer über den Wehrrücken hochkantig gelegten Bohle von 30 × 10 cm, welche sich gegen eine Reihe von Steinblöcken anlehnt. Das aus einem Steinschüttungskörper mit Holzgerippe gebildete Wehr hat hier nur eine Stauhöhe von 0,3 m. Die Wehrkrone ist hier in der Mitte bei *a* etwas tiefer als an den Seiten, infolge dessen der Rinne eine grössere Wassermenge zuströmt, durch deren Abfluss am unteren Ende die Fische angelockt werden (TFF. 1903).

„ Fig. 6–6c. Schrägpass am Wehre im Ohmfluss bei Scheinsberg. Bei dieser im Jahre 1895 ausgeführten Anlage ist die Rinne an dem aus Sandsteinquadern bestehenden Wehr in gebrochener Linie angeordnet. Dieselbe hat 21 m Länge 0,2 m Breite und Tiefe, und bei einem Gefälle von 0,9 m eine Neigung von 1 : 23,3. Am Brechpunkte und am oberen Ende befinden sich 0,6 m Tiefe Becken von 0,7 m Breite und Länge. Um den Absturz des Überfallwassers in die Rinne zu vermeiden ist dieselbe durch eine vorspringende Leiste geschützt. Nachdem aber diese Leiste schon nach zweijährigem Bestand stark beschädigt war, erscheint die Zweckmässigkeit der Anlage zweifelhaft (TFF. 1897, S. 31).

b. Fischpässe mit Querstegen.

Gewöhnlich sind jedoch die Fischpässe mit Querstegen versehen, welche abwechselnd von der einen und der anderen Seitenwand ausgehend wechselständig angeordnet sind, wobei zwischen den Enden der Stege und den Wangen die für den Durchgang der Fische nötigen Schlupföffnungen freigelassen sind. Die Breite dieser Öffnungen soll für Lachse wenigstens 0,3 bis 0,4 m betragen. Die obere Kante der Querstege ist meistens wagrecht, manchmal nach dem freien Ende zu fallend, zuweilen auch umgekehrt. Die Sohle ist meistens in einer Ebene durchlaufend, seltener abgetreppt, mit wagrechten oder etwas nach vorne geneigten Absätzen.

Je nach der Richtung, gegenseitigen Entfernung und Form der Querstege zeigen diese Fischpässe eine grosse Mannigfaltigkeit verschiedener Anordnungen (meistens amerikanischen Ursprungs), von denen die wichtigsten im folgenden näher besprochen werden sollen.

Die einfachste und gebräuchlichste Anordnung besteht aus winkelrecht gegen die Seitenwände gestellten einfachen Stegen, mit einer gegenseitigen Entfernung etwa gleich der Breite des Passes (gewöhnliches rechtwinkliges System, Syst. Forsyth).

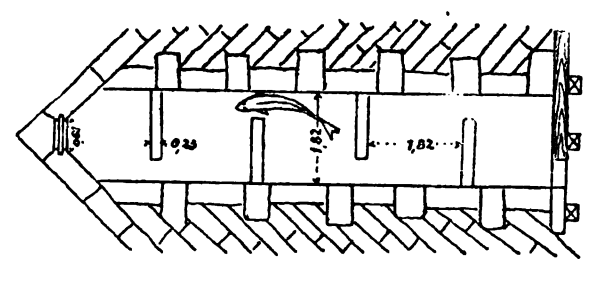
Ein einfaches Beispiel dieser Art ist der Fischpass am Caher-Wehr im Suir in Irland (Textfig. 82—82a). Derselbe liegt im Scheitel eines parabelförmigen Wehres, dessen Stauhöhe 1,5 m beträgt, und konnte infolge der kleinen Länge ohne Nachteil eine Neigung von 1 : 7 erhalten.

Die Breite der Rinne und gegenseitige Entfernung der Stege beträgt 1,82 m, die Höhe der letzteren 0,5 m und die Breite der Schlupföffnungen 0,46 m. Die 0,61 m breite Einmündung liegt 0,3 m unter der Wehrkrone und ist mittels Schütze verschliessbar.

Fig 82. Längenschnitt.



Fig. 82a. Grundriss.



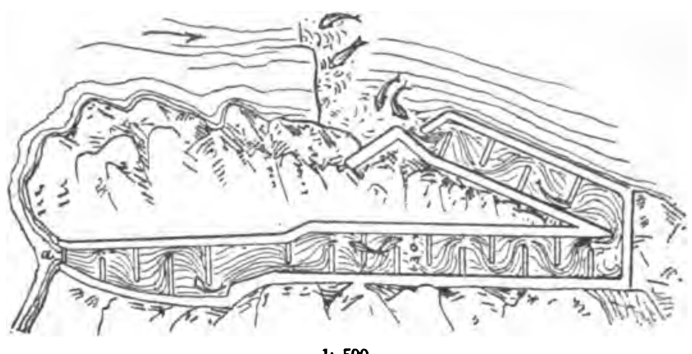
1: 150.

Fischpass am Caher-Wehr im Suir.

Ein weiteres interessantes Beispiel dieser Art ist der in Textfig. 83—83a ersichtliche untere Fischpass an einer der Stromschnellen des Ballysadareflusses bei Sligo in Irland, wo ein Gefälle von 9 m zu überwinden ist. Die Anlage besteht aus einer in gebrochener Linie geführten Rinne von 2,5 bis 3,0 m Breite, mit Querstegen in Entfernungen von 3,6 m, abgetreppter Sohle und einer kleinsten Wassertiefe von 0,5 m. Das mittlere Gefälle beträgt 1 : 13, und die

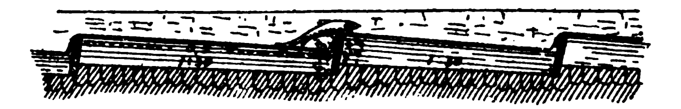
Neigung der einzelnen Absätze 1 : 30. Die Schlupföffnungen haben eine Breite von 0,35 m. Zur Erleichterung des Überspringens der Stege sind für diejenigen Fische welche diese Art des Aufstieges vorziehen, dieselben etwas nach dem Oberwasser zu geneigt (Fig. 83 a). Der Wasserbrauch beträgt 0,36 bis 0,4 cbm in der

Fig. 83. Grundriss.



1: 500.

Fig. 83 a. Längenschnitt.



1: 100.
Unterer Ballysadare-Pass.

Sekunde. Zur Regelung des Wasserzuflusses ist die Einmündung mit einer aus zwei Schützentafeln von 0,6 m Breite bestehenden Schleuse versehen, deren Fachbaum 0,3 m unter Niedrigwasser liegt. Diese Anlage hat sich als sehr zweckmässig erwiesen.

Eine Variation dieses Systems besteht entsprechend Textfig. 84 darin, dass bei entsprechend grösserer Breite der Rinne die Stege so nahe an einander gerückt sind, dass ihre gegenseitige Entfernung nur etwa $^1/_3$ bis $^1/_4$ der Rinnen-

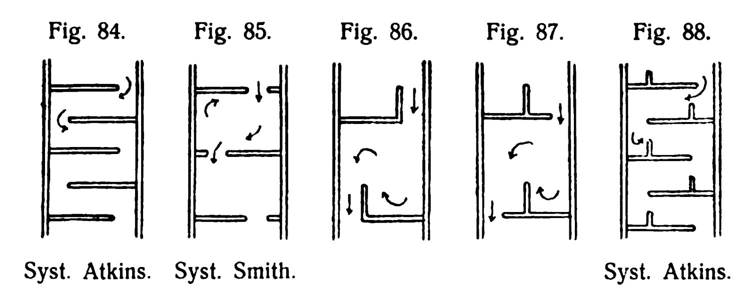


Fig. 84. Syst. Atkins. Fig. 85. Syst. Smith. Fig. 86. Fig. 87. Fig. 88. Syst. Atkins.

breite beträgt (Syst. Atkins), wodurch die Erreichung einer gleichförmigeren Strömung bezweckt wird. Eine andere Veränderung zeigt Fig. 85, darin bestehend, dass in der Verlängerung der eigentlichen Querstege kleinere Stege an der gegenüberliegenden Wange angebracht sind, so dass sich die Schlupföffnungen nicht an

die letztere anschliessen (Syst. Smith). Diese Anordnungen gestatten im allgemeinen ein grösstes Gefälle von 1 : 10 bis 1 : 8.

Behufs stärkerer Hemmung des Wasserabflusses und zur Vermeidung eines schiefen Durchströmens der Schlupföffnungen (wodurch die Fische leicht irre geführt werden), hat man die winkelrechten Stege auch mit Ansätzen (Flügeln) entsprechend den Figuren 86 bis 89 versehen, wodurch aber der Nachteil einer leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern entsteht. Von diesen Anordnungen hat sich namentlich das System von Brackett (Textfig. 89, patentiert in Nordamerika 1872) als zweckmässig erwiesen, und ist namentlich in Amerika viel zur Anwendung gekommen. Dasselbe gestattet ein Gefälle bis zu etwa 1 : 6, ohne Schwierigkeit für die Fische den Pass ohne Aufenthalt zu durchschwimmen.

Fig. 89.

Syst. Brackett.

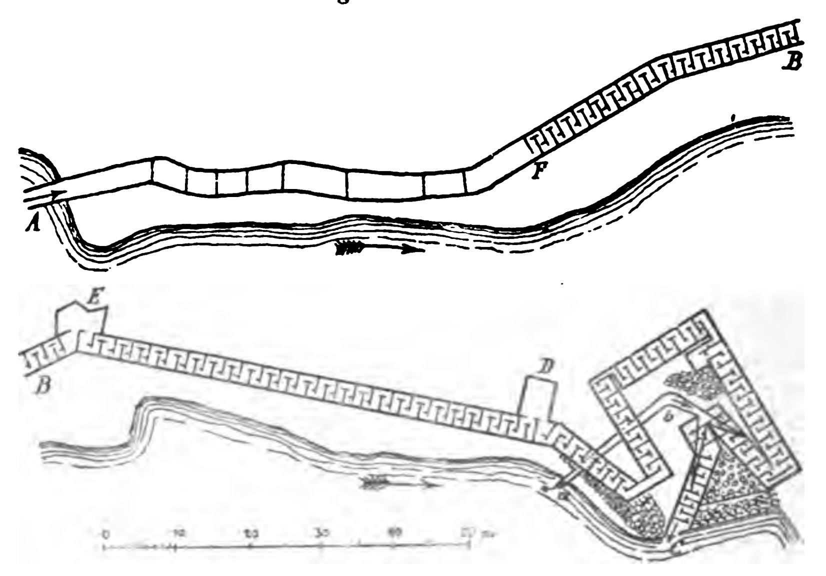
Infolge der komplizierten Form erfordern aber die Brackett'schen Pässe, damit die Fische nicht irre geführt und in den Bewegungen gehindert werden, grössere Dimensionen als Pässe anderer Art. So hat beispielsweise eine solche Anlage beim South Hadlay-Wehr in Massachusetts eine Breite vo 3,96 m und eine gegenseitige Entfernung der gleichgelegenen Stege, von 3,35 m. Bei einem anderen derartigen Passe bei Brownville (Maine) betragen aber die bezüglichen Abmessungen nur 2,44 und 2,29 m, und die Breite der seitlichen Öffnungen 0,61 m.

In Europa ist das Brackett'sche System z. B. beim Fischpass am Rukanfall (Rukanfos) im Sirefluss in Norwegen in grossartigem Masstab zur Anwendung gekommen. Diese vom norwegischen Fischerei-Inspektor A. Landmark anfangs der achziger Jahre ausgeführte Anlage besteht entsprechend dem Grundriss Textfig. 90 (hier in zwei Teile: *AB* und *BG* abgebrochen) und der perspektivischen Ansicht Fig. 90 a im oberen Teil aus einem im Felsen eingesprengten Graben *AF* von 73 m Länge, mit einer Sohlenneigung von 1 : 180, und sodann aus einer Brackett'schen hölzernen Rinne von 2,82 m Breite und 212 m Länge, bei einer Neigung von 1 : 8 und 1 : 7, bezw. bei der oberen und unteren Hälfte. Der Pass hat somit eine Gesamtlänge von 285 m, und beträgt dessen Gesamtgefälle 27,2 m. Zur Vermeidung eines Überspringens der Seitenwände, sind dieselben entsprechend höher gehalten als die Stege, indem diese eine Höhe von 0,94 m, die Seitenwände aber eine solche von 1,18 m, nebst einem Drahtgitter von 0,3 m Höhe erhielten. Der gegenseitige Abstand der gleichgelegenen Stege beträgt 2,82 m, die Breite der Kammern 0,8 m und die Weite der die Kammern verbindenden Schlupföffnungen überall 0,63 m, ausser den oberen Auslauföffnungen *a* aus den Kammern (Fig. 89), welche um 0,1 m breiter sind, da sonst das Wasser hier stärker aufgestaut würde, als an anderen Stellen. Die Wassertiefe beträgt 0,6 m.

Ausserdem sind hier, abweichend von der eigentlichen Brackett'schen Anordnung, zur besseren Hemmung des Wassers an den Stellen wo es die grösste Geschwindigkeit annehmen will, nämlich bei *b* und *c*, wie in Fig. 89 mit punktierten Linien angedeutet, durchgehende niedrige Sperren von 0,19 m Höhe angebracht. In anbetracht der grossen Länge des Passes (der durch die Windungen zurückzulegende Weg der Fische beträgt 785 m) wurden bei *D* und *E* grössere Becken

als Ruheplätze angeordnet, welche bezw. 10 und 18 qm Fläche und 1,75 m Tiefe haben. Ferner wird hier, wie bereits früher angedeutet, zum besseren Anlocken der Fische dem unteren Teil des Passes durch eine eigene Leitung *ab* besonders Wasser zugeführt, welches vom unteren Teil des Falles entnommen wird. Im übrigen wird der Wasserzufluss so geregelt, dass aus früher angeführten Gründen etwas Wasser über die Stege fliesst. Die grösste Geschwindigkeit des Wassers im Passe beträgt 1,2 m, und der Wasserverbrauch ca. 0,65 cbm in der Sekunde. Die Anlage soll sich für Lachse als effektiv erwiesen haben.

Fig. 90. Grundriss.

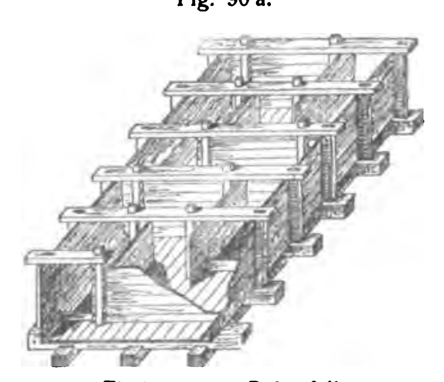


Fischpass am Rukanfall.

Eine andere Variation dieser Art von Pässen zeigt das folgende Beispiel:

Taf. 14, Fig. 7—7a. Fischpass in der Dal Elf bei Domnarfvet in Schweden. Diese im Jahre 1891 an einem Wehr ausgeführte Anlage unterscheidet sich von der vorigen dadurch, dass hier sämtliche Stege die gleiche Form und nur die Flügel abwechselnd nach auf- und abwärts gekehrt haben. Die Rinne hat 20,5 m Länge, 2,8 m Breite, Wangen von 2,5 m Höhe und ein Sohlengefälle von 1 : 9. Die Stauhöhe des Wehres beträgt bei gewöhnlichem Wasserstand 2,8 m, dem somit für die Rinne bei obiger Länge ein relatives Gefälle von 1 : 7,3 entspricht. Die Stege haben eine Höhe von 2 m und sind so gestellt, dass der Pass überall eine Breite von 0,8 m hat, ausser an den Stellen wo er durch die 0,2 × 0,2 m starken Ständer eingeschränkt ist.

Fig. 90 a.

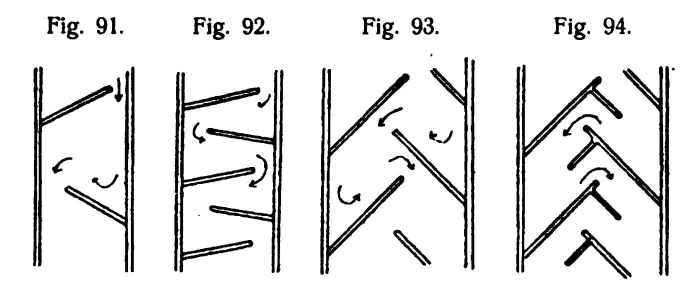


Fischpass am Rukanfall.

Der obere Teil der Rinne bildet eine Treppe mit drei über die ganze Breite geführten Sperren, die unten in der Mitte mit je einem Schlupfloch von 0,6 × 0,6 m Weite versehen sind, ausser der Einlaufmündung, die 0,77 m weit ist. Die untere Mündung hat

eine Weite von 0,5 m. Bei gewöhnlichem Wasserstand beträgt die Wassertiefe in der Rinne 0,8 m und der Wasserverbrauch 0,75 cbm/Sek. Die Anlagekosten sollen 1500 Kronen betragen haben. Auch bei dieser Anlage ist der Aufstieg des Lachses beobachtet worden (TFF. 1897, S. 26).

Behufs Erreichung einer noch wirksameren Hemmung des Stromes als durch rechtwinklige Stege werden dieselben entsprechend Textfig. 91 auch stromaufwärts schief gestellt. Bei dieser in Nordamerika sehr beliebten Anordnung (Syst. Foster) wird auch der Vorteil erreicht, dass die Kammern verhältnismässig länger werden und den Fischen das Vorbeischwimmen an den Stegen erleichtert wird. Dagegen hat diese Stellung den Nachteil der leichteren Bildung von Wirbeln und von Ablagerungen in den Kammern. — Ein im Jahre 1867 bei Union Mills in Nordamerika ausgeführter derartiger Pass, der sich als zweckmässig erwiesen haben soll, hatte eine Breite von 2,3 m, eine Tiefe von 1,5 m, und einen



Syst. Foster. Syst. Foster. Syst. Swazey. Syst. Swazey-Atkins.

gegenseitigen Abstand der gleichgelegenen Stege von 6,1 m. Die Breite der Schlupföffnungen betrug 0,46 m am Boden und 0,23 m oberhalb, die Neigung der Stege gegen die Seitenwände ca. 55°, und das Gefälle des Passes 1 : 10. Man soll aber bei diesem System ohne Bedenken Gefälle von 1 : 9 bis 1 : 8 anwenden können.

Textfig. 92 zeigt eine Modifikation dieses Systemes, darin bestehend, dass die Stege bei weniger steiler Neigung nahe an einander gerückt werden, wodurch die Erreichung einer gleichmässigeren Strömung bezweckt wird, welche Anordnung sich bei grösseren Pässen recht gut bewährt haben soll. Eine andere Variation besteht entsprechend Textfig. 93 darin, dass die unter etwa 45° geneigten Stege nur etwas über die Mitte der Rinne reichen und so nahe an einander gerückt sind, dass die Schlupföffnungen in der Mitte der Rinne, zwischen den Stegenden liegen (Syst. Swazey). Diese Anordnung wurde durch Atkins noch dahin geändert, dass die Stege entsprechend Textfig. 94 an den Enden Flügel erhielten. Diese letztere Anordnung hat zwar den Vorteil, dass durch die Flügel die Strömung noch mehr geschwächt und gleichförmiger wird, dagegen aber den Nachteil, dass dieselben eine scharfe Wendung des Fisches erfordern und dadurch den Aufstieg

erschweren, nebstdem sie dem Fische den Eindruck geben, als ob dadurch der Weg gesperrt wäre. Das Gefälle kann hier 1 : 8 bis 1 : 7 betragen.

Einzelne dieser Pässe, wie z. B. jener von Atkins (Textfig. 84) sind behufs Raumersparnis auch in Spiralform vorgeschlagen worden.

Eine weitere Variation dieser Art von Pässen zeigt die folgende Ausführung.

Taf. 14, Fig. 8. Fischpass für Lachse am Klosterfall (Klosterfos) des Skienflusses in Norwegen. Derselbe liegt am Ufer, hat zwischen 4,6 und 5,4 m Gefälle bei ungef. 46 m Länge, und besteht aus einer Holzrinne von 2,2 m unterer und 2,5 m oberer Breite und etwas über 1 m Höhe, mit 11 einseitigen, unter 60° geneigten Stegen von ungef. 1 m Höhe und 3,6 bis 3,8 m Abstand. Der Abstand der Enden der Stege von der gegenüberliegenden Wand beträgt 0,47 m. Die obere Kante liegt an der Wurzel 0,26 m tiefer als am freien Ende. In 1 m Entfernung unterhalb der Öffnungen sind sog. Stromwender *S* angebracht, die ungef. 0,23 m von der Wand vortreten (TFF. 1903).

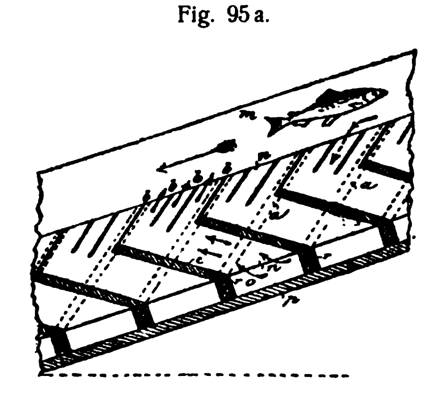
c. Fischpässe mit Gegenstrom.

Diese eigenartigen Anlagen sind hölzerne oder eiserne Rinnen ohne Querwände, wobei aber das in der Rinne niederströmende Wasser durch vom Boden oder von den Seitenwänden kommende, stromaufwärts gerichtete Strahlen in der Bewegung gehemmt wird. Die nachstehenden Textfiguren 95—95 a zeigen die ursprüngliche Anordnung der amerikanischen Gegenstrom-Fischpässe von

Fig. 95.

Mac Donalds Pass mit Gegenstrom. Ansicht.

Fig. 95 a.



1: 20.
Mac Donalds Pass. Längenschnitt durch den äusseren Teil.

Mac Donald, bestehend aus einer Rinne, welche durch die Zwischenwände *n* der Länge nach in drei Abteilungen geteilt ist, deren Böden aus schräg nach unten gerichteten Schaufeln *a* und *b* bestehen, und mit darunter befindlichen Räumen in Verbindung stehen, unter denen sich der eigentliche Boden *p* befindet. Dieser Boden ist mit über die ganze Breite reichenden Querleisten *r* versehen,

bis zu denen die Zwischenwände *n* sowie die mittleren, unter ca. 36° gegen den Boden *p* abwärts geneigten Schaufeln *a* niedergeführt sind. Hierbei bleiben zwischen den unteren Kanten der Wände *n* und dem Boden *p* die freien Räume *o* (Fig. 95 a) übrig, durch welche die mittlere Abteilung mit den seitlichen in Verbindung steht.

In den zwei seitlichen Abteilungen sind gleichfalls von den Bodenleisten *r* ausgehend die Schaufeln *c* angebracht, welche auch unter 36° gegen den Boden *p*, jedoch in entgegengesetzter Richtung nach oben gerichtet sind, und nur bis zu ungefähr der halben Höhe der seitlichen Räume reichen, während der obere Teil durch die äusseren, wieder nach unten gerichteten dichteren Schaufeln *b* ausgefüllt ist.

Da die Einmündung zum Passe nur so gross ist wie die mittlere Abteilung, so gelangt das niederströmende Wasser zwischen den Schaufeln *a* zum Boden *p*, und von hier durch die Zwischenräume *o* in die seitlichen Abteilungen, von wo es zwischen den Schaufeln *c* und *b* wieder zur Oberfläche emporsteigt, um dann wieder zwischen den folgenden Schaufeln *a* niederzusinken. Da hierbei das zwischen den Schaufeln *b* aufsteigende Wasser einen Gegenstrom bildet, so wird hierdurch die Geschwindigkeit des niederströmenden Wassers in dem Grade gehemmt, dass es eine gleichförmige und so langsame Bewegung erhält, dass darin die Fische selbst bei einer so steilen Neigung wie 1:3 mit Leichtigkeit aufsteigen können. — Nach den in Amerika gebräuchlichen Abmessungen haben diese Pässe eine Breite von 0,6 bis 0,8 m (wovon ca. 0,3 m auf die mittlere Abteilung entfällt) und eine gegenseitige Entfernung der Schaufeln *a* von ca. 0,3 m. Die Höhe der die drei Abteilungen abscheidenden Wände beträgt ca. 0,42 m. Doch sind diese Masse sowie die Höhe der in Fig. 95 ersichtlichen Seitenwände *m* für Lachse zu klein.

Vor dem Einlauf befindet sich ein Abweiser für schwimmende Gegenstände. Diese Pässe sind in Amerika vielfach zur Anwendung gekommen, und haben sich im allgemeinen gut bewährt, infolge dessen sie sich stellenweise auch in Europa Eingang verschafft haben. So befindet sich z. B. bei der Hornichmühle in der Werse (Nebenfluss der Ems) ein solcher Mac Donald'scher Pass von 0,81 m Breite, 3,5 m Fallhöhe und einem Gefälle von 1:3. Derselbe besteht aus Holz und eisernen Schaufeln. Eine zweite derartige Anlage bei der Sudmühle im selben Fluss ist ganz aus Eisen, und hat eine Breite von 0,77 m, eine Fallhöhe von 2,25 und gleichfalls eine Neigung von 1:3.

Eine andere in Amerika zur Anwendung gekommene Variation dieses Systems besteht darin, dass die seitlichen Abteilungen geschlossene Röhren bilden, von welchen das Gegenstromwasser an den nach oben verlängerten Seitenwänden *n* herauskommt. Der Erfinder hat ferner nach dem gleichen Prinzip

auch einen **lotrechten** Fischpass konstruiert, bestehend aus einem vierseitigen Schacht, dessen Seitenwände mit nach aufwärts gerichteten Schaufeln durchbrochen sind, die mit dem Oberwasser in Verbindung stehen, so zwar, dass das zwischen denselben ausströmende Wasser für die durch den Schacht unmittelbar ablaufenden Wassermassen einen Gegenstrom bildet.

Diese Mac Donald'schen Pässe sind jedoch mit Mängeln behaftet, die diese Anlagen nur unter gewissen Bedingungen als zweckmässig erscheinen lassen. Vor allem werden dieselben durch schwimmende Gegenstände u. s. w. leicht verstopft und zerstört. Sie sind ferner für grössere Fische, wie für Lachse, weniger geeignet, da bei der für dieselben erforderlichen grösseren Wassertiefe, bezw. grösseren Wassermenge, von dieser eine so grosse lebendige Kraft entwickelt wird, dass auf dieselbe der Gegenstrom keine genügende Wirkung hat.

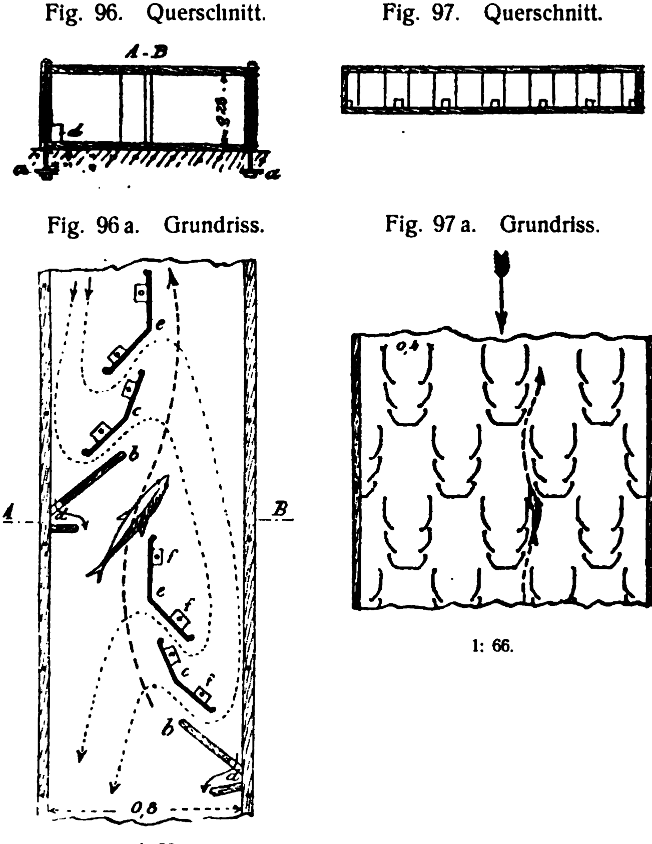


Fig. 96. Querschnitt. Fig. 97. Querschnitt.
Fig. 96a. Grundriss. Fig. 97a. Grundriss.
1: 32. 1: 66.
Neuere Mac Donald'sche Fischpässe.

So wurden z. B. zur Überwindung der 800 m langen Stromschnellen des Potomac Flusses (Maryland) für ein Gesamtgefälle von 22 m im Jahre 1885 sechs hölzerne Pässe von gleicher prinzipieller Anordnung wie die obgenannten, mit einer Neigung von 1 : 6, erbaut. Doch wurden dieselben kurz vor ihrer Vollendung durch eine Hochflut teils zerstört, teils mit Sand, Kies und Steinen vollends zugeschüttet. Im Jahre 1886 wurde dann der unterste dieser Pässe gründlich gereinigt und ausgebessert, und soll dann seine Wirksamkeit eine gute gewesen sein.

Anlässlich dieser Erfahrung wurde daher von Mac Donald eine andere nicht weniger sinnreiche Passkonstruktion in Vorschlag gebracht, wobei jene Übelstände möglichst vermieden sind, und welche Konstruktion dennoch einfacher und weniger kostspielig ist, als die vorige.

Dieser neue Fischpass besteht entsprechend Textfig. 96—96a aus einem an allen vier Seiten geschlossenen Bohlenkasten von 0,8 m Breite und 0,28 m Höhe, welcher durch Ankerbolzen *a* an das darunter befindliche Betonbett geschraubt ist. Von den Seitenwänden springen in gegenseitigen Entfernungen von ungef. 1 m unter 45° nach oben gerichtete hölzerne Stege *b* vor, welche zum Durchlassen des Sandes an ihrer Wurzel mit Öffnungen *d* versehen sind. Zwischen diesen Stegen befinden sich je zwei stumpfwinklig gebrochene gusseiserne Leitschaufeln *c* und *e*, welche mittels Lappen *f* an Boden und Deckel angeschraubt, und so gestellt sind, dass das hinter denselben niederstürzende Wasser gezwungen ist zwischen denselben in aufwärts gehender Richtung herauszutreten, um dann wieder mit neuem Anlauf hinter das folgende Schaufelpaar niederzufliessen, wie im Grundriss durch die dünn gestrichelten Linien angedeutet ist. Der entlang der dick gestrichelten Linie aufsteigende Fisch kreuzt daher diese Wasserfäden gerade dort wo sie die kleinste Geschwindigkeit haben.

Bei grösserer Breite des Fischweges werden die Schaufeln entsprechend Textfig. 97—97a in mehreren Reihen eingebaut.

Der Deckel dient zum Schutz gegen Eintreiben von schwimmenden Körpern, und sind bei demselben Lichtöffnungen vorgesehen, wiewohl der Erfinder die Dunkelheit des Passes nicht für nachteilig hält, da der Aufstieg der Fische doch meistens bei Nacht stattfindet (CBl. 1888, S. 511).

Eine eigenartige Anordnung zeigen schliesslich die folgenden in neuerer Zeit von Caméré bei den Wehren der unteren Seine zur Anwendung gebrachten Fischpässe mit Gegenstrom.

Taf. 14, Fig. 9—9d. Fischpass mit Gegenstrom am Nadelwehr bei Martot (Kanalisierung der Seine). Diese im Jahre 1890 ausgeführte Anlage besteht aus einer zwischen zwei Poirée'schen Wehrböcken eingeschobenen trogförmigen Rinne von 10 m Länge, 0,9 m lichter Weite und einer Neigung des Bodens von 1 : 4. Dieselbe besteht aus Blech und Winkeleisen, ist an den Seitenwänden mit Holz bekleidet, und ragt mit dem oberen offenen Ende 0,1 m über der Oberwasserfläche empor. Dabei ruht sie mit dem unteren Ende auf der Schwelle des Wehres und ist mittels Ketten an zwei Pfahljochen aufgehängt. Die Stauhöhe des Wehres beträgt 2,83 m.

Für die Erzeugung des Gegenstromes sind im Boden der Rinne 18 über die ganze Breite gehende 2 cm weite Schlitze von der in Fig. 9d ersichtlichen Anordnung angebracht, durch welche also das gegen den Boden drückende äussere Wasser in schiefer Richtung in die Rinne emporgepresst wird. Um dem Strahl diese Richtung zu geben ist unterhalb des Schlitzes ein unter 45° gebogenes Winkeleisen angebracht. Die Entfernung der Schlitze nimmt von oben nach unten entsprechend der Zunahme des Druckes zu. Ausserdem ist die Weite der Schlitze durch angeschraubte Eisenplatten von 70 mm Breite und 4 mm Dicke stellbar. Die gesamte Fläche der Öffnungen beträgt 0,324 qm, die Wassertiefe in der Rinne 0,35 m und der Wasserverbrauch 0,63 cbm/Sek. Die Geschwindigkeit des Wassers in der Rinne beträgt aber dennoch an der Oberfläche auf 2,54 m und die mittlere Geschwindigkeit 2 m/Sek.

Später wurden Fischpässe gleicher Art auch an anderen Wehrstellen in der Seine z. B. bei derjenigen von Poses ausgeführt, wobei die Oberflächengeschwindigkeit 3,3 m und die mittlere Geschwindigkeit 2,35 m beträgt (TFF. 1903 — ÖW. 1901, S. 324).

Taf. 14, Fig. 10—10a. Fischpass am Nadelwehre von Blancheterre in der unteren Seine, ausgeführt im Jahre 1894. Bei dieser Anordnung ist die Rinne unterhalb des Wehres derart angebracht, dass das obere Ende zwischen zwei Wehrböcken aufgehängt, das untere Ende dagegen auf einen Schwimmer *S* gelagert ist. Der Boden *A* der Rinne liegt am oberen Ende 0,3 bis 0,4 m tief unter dem oberen Wasserspiegel und ist mit Schlitzen gleicher Art wie im vorigen Falle versehen. Unter diesem Boden befindet sich ein zweiter dichter Boden *B*, wodurch unter der Rinne ein auch am unteren Ende geschlossener Kasten gebildet ist, während er am oberen Ende mit dem Oberwasser in Verbindung steht. Hierdurch befindet sich unter dem oberen Boden ständig Druckwasser, das wie im vorigen Falle durch die Schlitze emporgepresst wird und den Gegenstrom erzeugt.

An anderen Stellen sind stattdessen solche Druckwasser-Kasten und Schlitze an den Seitenwänden angebracht worden, so dass der Gegenstrom von den Seiten kommt. Eine solche Anlage befindet sich an der Wehrstelle Saint-Aubin (ausgeführt 1891), wobei die Rinne 0,556 m und die Seitenkasten 0,5 m Weite haben. Die Rinne ist 10,3 m lang und hat auf jeder Seite 18 Schlitze von 2 cm Weite. Die Wassertiefe in der Rinne beträgt 0,5 m. — Die Effektivität dieser Anlagen ist durch Fangversuche festgestellt worden (ÖW. 1901, S. 324 — TFF. 1903).

2. Fischtreppen.

a. Gewöhnliche Fischtreppen.

Die bei den Fischtreppen über die ganze Breite geführten Sperren haben entweder eine wagrechte Oberkante, oder ist dieselbe abwechselnd nach der einen und nach der anderen Seite zu geneigt, oder sie bildet eine nach der Mitte zu keilförmig geneigte, oder eine konkave Linie. Bei wagrechter Oberkante werden die Sperren für den Durchgang derjenigen Fische die zum Springen nicht geneigt sind, mit einer an der Oberkante eingeschnittenen Schlupflücke (System Smith) oder mit einem an der unteren Kante angebrachten Schlupfloch (System Cail) versehen, während bei geneigter Oberkante solche Öffnungen nicht erforderlich sind, indem hier der Fisch an der tiefsten Stelle der Kante schwimmend durchkommen kann.

Die Schlupflücken sind viereckig oder besser halbkreisförmig, und müssen für grössere Fische eine Breite von wenigstens 0,3 m und eine so grosse Höhe erhalten, dass das überströmende Wasser etwa 0,35 bis 0,4 m Tiefe hat. Die Sohle wird meistens treppenförmig, mit horizontalen oder schwach geneigten Absätzen zwischen den Sperren angeordnet.

Nachstehende Textfiguren 98—98a zeigen die Anordnung einer Forellentreppe im Enzfluss bei Calmbach in Württemberg, die sich gut bewährt haben soll. Dieselbe hat eine eben durchgehende Sohle mit der ungewöhnlich starken Neigung von 1 : 3,5, eine lichte Weite von 0,8 m, eine Kammerlänge von 0,9 m, eine kleinste Tiefe von 0,3 m und einen Höhenunterschied der Wasser-

fläche in den Kammern von 0,23 m. Vor der Ausmündung befindet sich ein tiefer Kolk am Fusse einer Freischleuse, für dessen Beibehaltung eine schräge Bohlenwand vorgelegt ist.

Fig. 98. Längenschnitt.

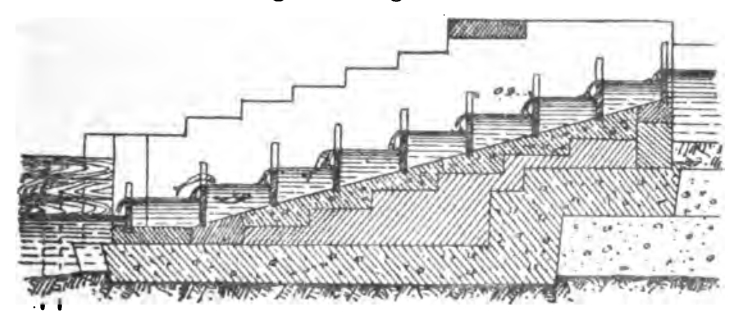
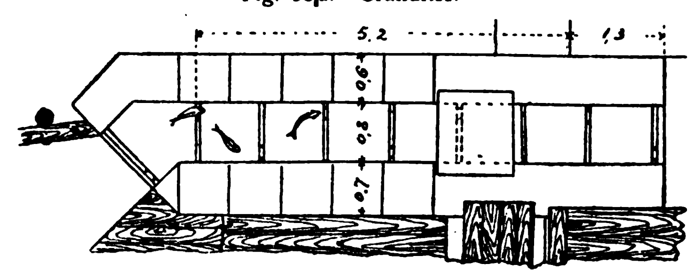


Fig. 98 a. Grundriss.



1: 100.
Forellentreppe im Enzfluss.

Als Beispiel einer Lachstreppe in einem Steinwehr, möge die in den Textfiguren 99—99 b ersichtliche Anlage dienen. Die Sohle besteht aus horizontalen Treppenabsätzen und hat ein mittleres Gefälle von 1 : 7. Die lichte Weite zwischen den Wangen beträgt 2 m, die gegenseitige Entfernung der Sperren 1,35 bis 1,5 m, ihre Höhe 0,5 m, und die Weite und Höhe der rechteckigen Schlupflücken 0,5 × 0,3 m.

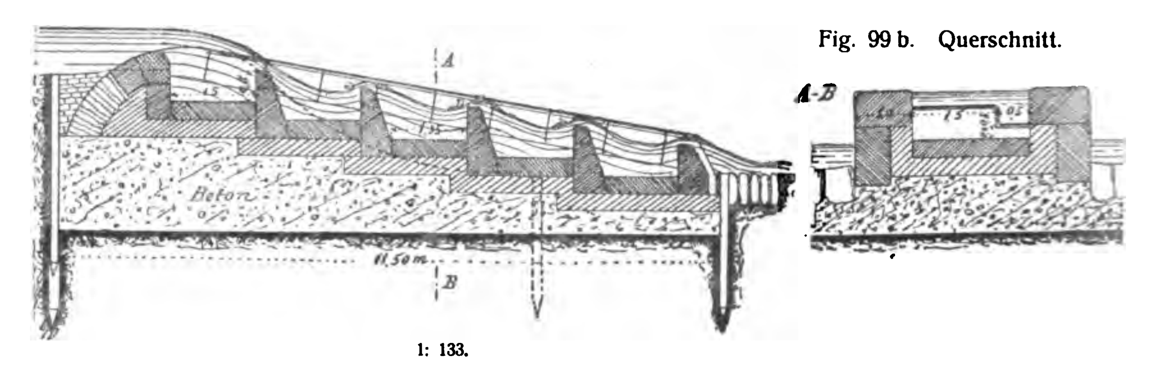
Das untere Ende der Treppe steht 3 m über den Wehrfuss hinaus. Trotz dieser, aus oben angeführten Gründen ungünstigen Anordnung und des verhältnissmässig steilen Gefälles, ist doch durch besondere Beobachtungen festgestellt worden, dass die Anlage von den Fischen für den Aufstieg lebhaft benutzt wird (ZfB. 1883).

Eine vorzügliche Anlage gleicher Art ist die in den Textfiguren 100—100 c ersichtliche Fischtreppe im Weserwehr bei Hameln. Dieselbe ist nach der kombinierten Smith-Cail'schen Bauart ausgeführt, indem hier sowohl Schlupflücken von 0,2 m Halbmesser als auch Schlupflöcher von 0,35 × 0,55 m in den oberen zwei, und von 0,35 × 0,35 m Weite und Höhe in den unteren sechs Sperren vorkommen. Dieselben sind entsprechend Fig. 100 a wechselständig angebracht. Die in den Figuren nicht ersichtlichen Schlupflücken befinden sich an den anderen Enden der Sperren in ebenso grosser Entfernung von der Wand wie die Löcher. Hierdurch erhält das Wasser einen ruhigen Gang ohne Wirbelbildung und erbietet den Fischen gute Ruheplätze. Die nur auf der einen Seite angebrachte, mit Schütze verschliessbare Einlauföffnung (Fig. 100 a) hat eine Weite von 0,4 × 0,4 m. Der Höhenunterschied der Becken beträgt bei Niedrigwasser 0,3 m bei den oberen, und 0,4 m bei den unteren Becken.

Diese Anlage wurde, nachdem sich die frühere am Ufer gelegene Fischtreppe *A* (Fig. 100) als unwirksam erwiesen hatte, (infolge von zu geringer Wassertiefe vor der Ausmündung) gelegentlich des im Jahre 1887 erfolgten Umbaues des früheren Holzwehres (vergl. Taf. 4, Fig. 1—1 a & Textfig. 44) in der Mitte des Flusses bei *B* ausgeführt. Dieselbe hat ein Gefälle von 1 : 8 und besteht aus Cement-Kiesbeton mit Sandsteinquader-Verkleidung an den Ecken und Enden. Der Fundamentkörper ist durch eine 20 cm starke Spundwand gesichert, welche während des Baues von einem 2 m breiten Tonfangedamm umgeben war. Die Ausmündung liegt in einer Linie mit dem Wehrfuss, während die Einmündung in

Fig. 99. Längenschnitt.

Fig. 99 b. Querschnitt.



1: 133.

Fig. 99 a. Grundriss.

Fischtreppe im Lahn-Wehr bei Kalkofen.

das Oberwasser hineinragt. Die Sohle der Einmündung liegt etwa 1,5 m über derjenigen des Flusses. Die Schlupflöcher sind zur Mässigung der Zusammenpressung der ausströmenden Wasserstrahlen und zur Verhütung einer Beschädigung der Fische, gehörig abgerundet. Das obere Ende der Treppe bildet zur Ablenkung von schwimmenden Gegenständen nach Art der Eisbrecher einen spitzen Winkel, an dessen einer Seite sich die mit einer Schütze verschliessbare Einmündung befindet. Zum Schutz gegen Hochwasser, Eisgang etc. ist die Treppe durch einen Rost von starken **T** Eisen abgedeckt. Die Kosten dieser Treppenanlage stiegen zu dem ungewöhnlich hohen Betrage von 21 130 Mk.

Bereits wenige Stunden nach deren Eröffnung im September 1887 passierten dieselbe mehrere Lachse, und wurde auch späterhin darin ein lebhafter Aufstieg von Lachsen beobachtet. In den besonders warmen Sommermonaten der Jahre 1888 und 1889 zeigte sich, dass zuweilen sämtliche Becken mit verschiedenen Fischarten, namentlich Barben, Weissfischen, Kühlingen und Barschen dicht gedrängt angefüllt waren. — Im Juni des letzteren Jahres wurde während der Abendstunden der Aufstieg zahlreicher junger Aale von 15 bis 25 cm Länge und 0,6 bis 1,0 cm Dicke beobachtet, von welchen die Becken zeitweilig in dichten

Knäulen angefüllt waren. Es wurde auch festgestellt, dass die Fische meistens durch die Löcher schwimmen, und selten die Sperren überspringen. Nachdem die unteren Becken schon bei Mittelwasser überschwemmt werden und dadurch den Fischen das Finden des Einlaufloches erschwert wurde, hat man in letzterer Zeit die unterste Sperre durch eine Bretterwand von gleicher Höhe wie die Sperre selbst erhöht, um durch den stärkeren Strom in der Auslaufmündung die Fische besser anzulocken (CBl. 1890, 1895 — TFF. 1897, 1903).

Cail hat seine Treppen auch in Spiralform vorgeschlagen. Bei Forellenbächen haben sich solche Cail'sche Treppen auch in Form von beweglichen Rinnen aus leichten Brettern als gut geeignet erwiesen. Die Stufenhöhe kann hierbei etwa 0,2 bis 0,3 und die Weite der Schlupflöcher 0,1 bis 0,15 m betragen.

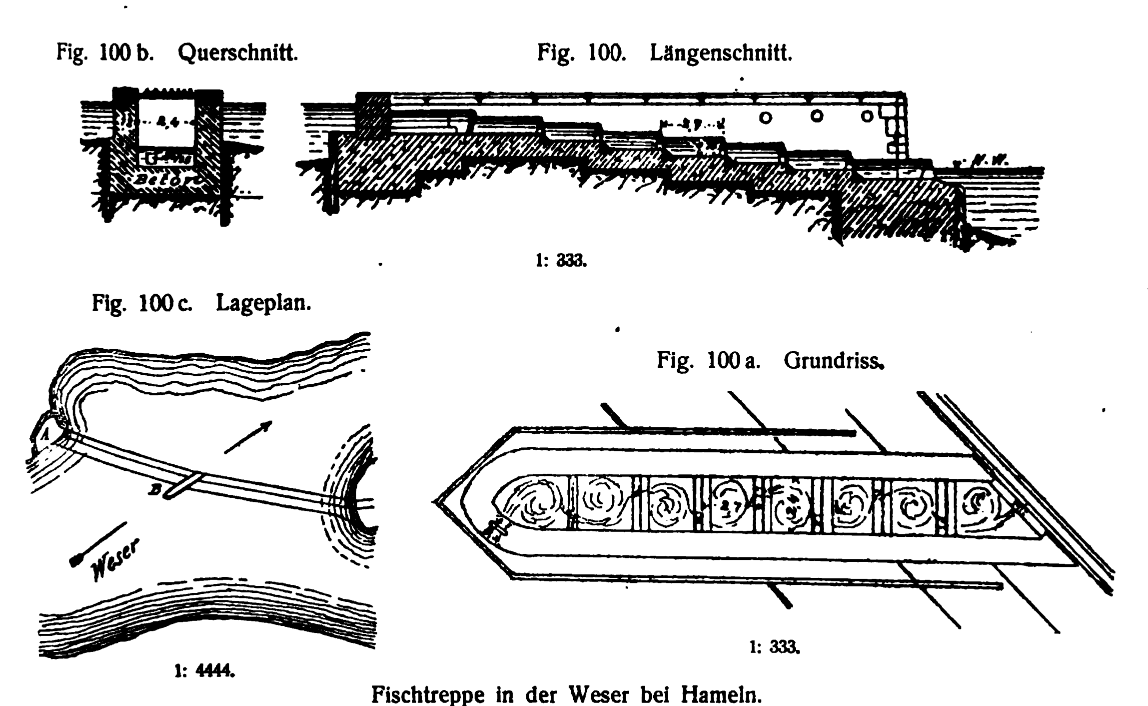


Fig. 100 b. Querschnitt. Fig. 100. Längenschnitt. Fig. 100 c. Lageplan. Fig. 100 a. Grundriss.

Fischtreppe in der Weser bei Hameln.

Meistens werden aber die Sperren nur mit Schlupflücken versehen. Die folgenden Beispiele zeigen einige am Ufer gelegene Fischtreppen dieser Art, die bei Wehren in verschiedener Weise um die Wehrwangen herum geführt sind.

Taf. 15, Fig. 1—1 a. Fischtreppe am Fuldawehre bei Speele. Die Stauhöhe beträgt hier 2,46 m und die Länge der Treppe 16,4 m, demnach dieselbe ein Gefälle von 1 : 6,7 hat. Die Breite der Rinne und die Länge der Becken betragen 2,0 m, deren Tiefe 0,8 m und deren Höhenunterschied 0,31 m, welches letztere Mass aber bei jener für den Anlauf der Fische sehr beschränkten Länge der Becken zu gross sein dürfte (TFF. 1897, S. 30).

„ Fig. 2—2 b. Fischtreppe am Nadelwehr zu Frankfurt a. M. Diese gelegentlich der Kanalisierung des Mains unterhalb Frankfurts zu Ende der achziger Jahre am linken Ufer ausgeführte Anlage besteht aus Sandsteinquadern auf Betonfundament und hat bei einer Stauhöhe von 2,67 m eine Länge von 28,3 m. Die

Becken haben 3,0 m Breite, 3,2 m Länge, 0,8 m Wassertiefe und einen Höhenunterschied von 0,3 m. Die Sperren haben an der Krone und am Fusse eine Dicke von bezw. 0,3 und 0,4 m und sind mit wechselständigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser versehen. Der obere mittels Schütze verschliessbare Teil bildet zur Minderung der Anlagekosten auf 16 m Länge einen Kanal von nur 1,2 m Breite.

Die gleiche Anordnung hat auch die Treppe der Wehrstelle Kostheim, während die übrigen eine etwas abweichende Form haben. Speziell diejenige des Wehres bei Okriftel ist in Übereinstimmung mit den nachstehenden Textfiguren 101—101 a ausgeführt.

Diese Anlage besteht aus Bruchsteinmauerwerk auf Betonfundament, mit Sperren aus Sandsteinplatten. Das Gefälle beträgt 1 : 10,6 und haben die Kammern eine Breite von 2,5 m und eine Wassertiefe von 0,8 m. Die obere Mündung liegt auch hier mit der Sohle 0,8 m tief unter dem Oberwasser und steht durch einen

Fig. 101. Grundriss.

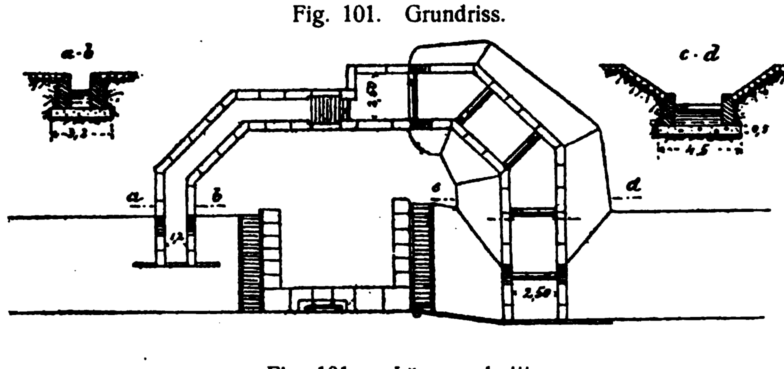
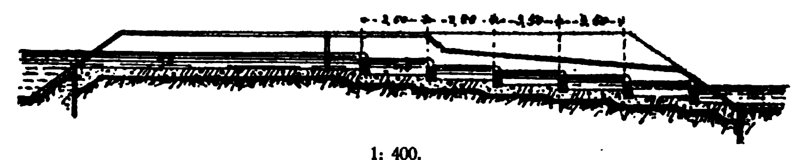


Fig. 101 a. Längenschnitt.



1: 400.
Fischtreppe am Main-Wehr bei Okriftel.

längeren wagrechten Kanal von nur 1,2 m Breite mit den Kammern in Verbindung. Die wechselständigen Schlupflücken haben auch hier einen Halbmesser von 0,3 m. Es hat sich gezeigt, dass diese Treppen namentlich im Mai, bei warmem sonnigen Wetter und nicht trübem Wasser von den Fischen lebhaft benutzt werden (ZfB. 1888 — TFF. 1897, S. 31).

Taf. 15, Fig. 3—3b. Fischtreppe am Mainwehre bei Offenbach. Diese in neuester Zeit bei der Kanalisierung des Mains oberhalb Frankfurts angewendete Treppe hat zwar die gleiche allgemeine Anordnung wie die unterhalb gelegenen, ist aber sowohl in der Grundrissform als auch in anderen Beziehungen vorteilhafter disponiert, infolge dessen diese Anlagen auch effektiver sein sollen als die anderen. Die ganze Länge der aus Sandstein auf Betonfundament ausgeführten Anlage beträgt hier 53,5 m. Die Becken haben 3 bis 3,4 m Länge, 2,5 m Breite, 0,8 m Wassertiefe und einen Höhenunterschied von nur 0,21 m. Die Sperren sind entsprechend Fig. 3 b aus zwei Sandsteinblöcken von 1,2 m Höhe, 0.5 m Dicke am Fusse und 0,3 m Dicke an der Krone zusammengesetzt. Dieselben sind mit wechselständigen halbkreisförmigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser versehen. Die obere Mündung hat nur 2 m Weite und ist mittels einer Klappe *K* verschliessbar (TFF. 1903).

Eine etwas abweichende Anordnung erhielten die in neuerer Zeit bei den Nadelwehren der Fulda-Kanalisierung zwischen Cassel und Münden ausgeführten Fischtreppen. Dieselben wurden — ausser der Wehrstelle bei Speele — in einen in der Mitte des Flusses befindlichen Pfeiler verlegt, und erhielten die im folgenden Beispiel ersichtliche Ausführung.

Taf. 15, Fig. 4—4b. Fischtreppe des Fulda-Wehres bei Bonafort. Hier sind die Sperren mit je einem freistehenden Flügel von 0,8 m Länge und 0,6 m Höhe versehen, um hinter denselben den Fischen einen Ruheplatz zu verschaffen. Die Becken haben 2 m Breite, 2 bis 2,39 m Länge, 0,8 m Tiefe und einen Höhenunterschied von 0,31 bis 0,32 m. Die Sperren bestehen aus Sandsteinplatten von 0,3 m Dicke und sind mit halbkreisförmigen Schlupflücken von 0,3 m Halbmesser, sowie an der unteren Kante mit Löchern von 25 mm Durchmesser zur Ableitung des Wassers bei der Reinigung und bei Ausbesserungen, versehen. Die auf der rechten Seite des Pfeilers angebrachte Einlaufmündung hat eine Weite von 0,75 m und ist mittels Schütze verschliessbar.

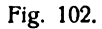
Das unterste vor dem Pfeiler angebrachte Becken hatte ursprünglich auf jeder Seite eine Schlupflücke von 0,9 m Breite und 0,3 m Tiefe. Nachdem man aber festgestellt hatte, dass die Treppe von den unterhalb zahlreich auftretenden Fischen (auch Lachsen) nicht benutzt wurde, so wurden bei dieser untersten Wehrstelle in neuester Zeit jene seitlichen Lücken geschlossen und entsprechend Fig. 4 durch eine an der Vorderseite angebrachte halbkreisförmige Lücke von 0,3 m Halbmesser ersetzt, um durch diesen einzigen, kräftigeren Wasserstrahl die Fische besser anzulocken. Gleichzeitig wurden die Sperren durch die in den Figuren angedeuteten provisorischen Holzwände um 0,25 m erhöht und die Einlaufmündung erweitert, um einen stärkeren Strom durch die Lücken und eine grössere Wassertiefe zu erreichen. Dies soll aber wieder eine zu starke Wirbelbildung in den Becken veranlasst haben.

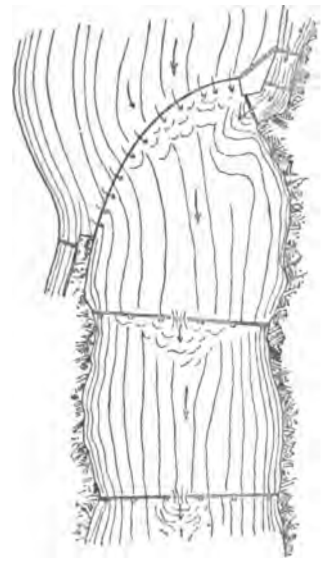
Die Becken sind um die für den ersten Bock des Nadelwehrs ausgesparte Nische herumgeführt, welche ebenso wie die Fischtreppe für den Übergang von der einen Wehrhälfte zur anderen mit Riffelblech überdeckt ist (TFF. 1903, 1897 — ZfB. 1898, 1899).

b. Fischtreppen mit Hilfswehren.

Eine besondere Art von Fischtreppen sind diejenigen Anlagen, die zur Ermöglichung des Aufstieges der Fische durch Stromschnellen im Flusse selbst als Sperren in Form von kleinen Hilfswehren ausgeführt werden. Dieselben können in einem Seitenarme oder im Hauptarme des Flusses angebracht sein, und können in der einfachsten Form aus einzelnen an der Sohle befestigten Balken, oder aus Bohl- oder Balkenwänden bestehen, während sie sonst massiv ausgeführt werden. Die folgenden Beispiele zeigen einige Anlagen dieser Art.

Taf. 15, Fig. 5—5a. Fischtreppe mit Hilfswehren im Deefluss-Wehre bei Mile End. Die Hilfswehre befinden sich hier in einem Winkel zwischen dem Hauptwehr und dem rechten Ufer, und bestehen aus über einander gelegten, am Felsboden angeschraubten Holzbalken von 35 × 35 cm Querschnitt, und einer dagegen angelegten Spundwand. Zur Erleichterung des Überganges der Fische ist der oberste Balken nach der Mitte zu keilförmig eingeschnitten. Für den Durch-





1: 600.
Fischtreppe mit Hilfswehren im Branfluss.

gang durch das Hauptwehr ist dieses mit einer Öffnung von 3,66 m Weite und 0,15 m Tiefe unter der Wehrkrone versehen. Der Höhenunterschied der Becken beträgt 0,33 m. Die Anlage wird von allen im Fluss vorkommenden Fischarten passiert (TFF. 1903).

Eine Anlage ähnlicher Art befindet sich bei einem Wehr im Branfluss in Preussen, zusammen mit einer gewöhnlichen Fischtreppe (Textfig. 102). Hier war das Gefälle unmittelbar unterhalb des Wehres so gross und die Wassertiefe so gering, dass die zur Umgehung des Wehres angelegte Fischtreppe, ohne die zwei unterhalb angelegten Hilfswehre für die Fische (Lachse) nicht erreichbar gewesen wäre. Diese Hilfswehre bestehen aus einfachen Bohlwänden mit einer Schlupflücke von 1 m Breite in der Mitte. Die hierdurch erreichte Wassertiefe beträgt beim niedrigsten Wasserstand mindestens 0,6 m, und entfällt von dem 1,7 bis 2 m betragenden Gesamtgefälle etwa die Hälfte auf die beiden Hilfswehre und die andere Hälfte auf die Treppe. Letztere hat eine Breite von 1,5 bis 2,2 m, eine Kammerlänge von 2,5 bis 2,6 m, eine Wassertiefe von 0,7 m und einen Höhenunterschied der Kammern von etwa 0,25 m. Die Sperren bestehen hier aus Bohlen.

Taf 15, Fig. 6—6c. Fischweg im Dart-Fluss bei Buckfast in Devonshire. Die Anlage besteht aus einer Reihe von Hilfswehren aus Beton in einem Seitenarm des Flusses, welche auf der felsigen Sohle des Flusses ausgeführt sind. Sie schliessen sich mit dem einen Ende gegen das linke Flussufer und mit dem anderen an eine langgestreckte Klippe, und sind an der Krone zur Erleichterung des Durchganges der Fische mit wechselständigen keilförmigen Einschnitten versehen. Die Becken nehmen von oben nach unten an Grösse zu. Deren Tiefe beträgt bei den obersten 0,9 m und nimmt nach unten bis auf 1,3 m zu. Der Einlauf besteht aus einem Einschnitt in die Krone des Hauptwehres von 3,7 m Breite und 0,075 m Tiefe. Der Höhenunterschied der Becken beträgt ungefähr 0,38 m bei den unteren und 0,3 m bei den obersten Becken. Zum Schutz gegen schwimmende Gegenstände ist oberhalb in ca. 4 m Entfernung von der Mündung eine Pfahlwand angebracht (TFF. 1903).

„ Fig. 7—7b. Fischweg im Wye-Fluss bei Rhyader in Wales. Die sechs Hilfswehre sind hier in einer scharfen Krümmung des Hauptarmes auf Felsboden ausgeführt und bestehen aus Beton, mit Quadereinfassung an der Krone. Ausser diesen Hilfswehren ist noch ein Wehr im linken Arm angelegt, wodurch der Wasserabfluss nach dieser Seite ganz abgesperrt ist. Die Becken haben ungef. 3 m Länge und 0,7 bis 2,0 m Tiefe, sowie einen Höhenunterschied von 0,25 bis 0,35 m. Da die Anlage nur für Forellen, die gern springen, bestimmt ist, so sind hier keine Schlupflücken angebracht.

Zur Trockenlegung der Becken bei Ausbesserungen und zur Reinigung sind die Hilfswehre entsprechend Fig. 6a mit Ablaufrohren von 75 mm Durchmesser versehen (TFF. 1903).

c. Natürliche Fischtreppen.

Die sogenannten natürlichen Fischtreppen bestehen entsprechend Textfig. 103—103a aus am Ufer in den Felsboden eingesprengten Becken von 2,5

bis 3,5 m Breite, 3 bis 4 m Länge und 1 bis 1,5 m Tiefe, welche durch einfache Rinnen von etwa 1 bis 1,25 m Breite (so schmal dieselben ausgesprengt werden können), 1 bis 3 m Länge, und 0,5 bis 1 m Tiefe mit einander verbunden sind. Der Höhenunterschied der Becken beträgt 0,7 bis 1,0 m und das mittlere Gefälle des Fischweges höchstens 1:8 bis 1:7, bei grösseren Wassermengen jedoch nicht grösser als 1:12 bis 1:10.

Fig. 103. Vertikalschnitt.



Fig. 103a. Grundriss.



1: 300.
Natürliche Fischtreppe.

Die ältesten Anlagen dieser Art befinden sich in Amerika, wo sie als sog. Cape-Cod-Treppen bereits im Jahre 1806 im Damariscotta Flusse in Maine, zur Umgehung einer Stromschnelle von 15,25 m Gefälle unter Benutzung von 25 Becken zur Anwendung kamen.

Auch in Norwegen kommen solche Anlagen (minerede basintrapper) mehrfach vor, wie z. B. am Osfall im Soenfjord, wo ein Gefälle von 12,75 m auf 100 m Länge durch 15 Becken von 1,6 bis 3,8 m Breite und 3,5 bis 5,3 m Länge umgangen wird, welche durch Rinnen von 1 bis 1,25 m Länge und 0,64 bis 1,12 m Gefälle mit einander verbunden sind. Diese vor etwa 40 Jahren ausgeführte Anlage, deren Kosten nur ca. 4000 Kronen betrugen, soll von Lachsen viel benutzt werden.

Nach Landmark können solche natürliche Treppen im allgemeinen als die zweckmässigsten Fischwege zur Umgehung von Wasserfällen angesehen werden, da dieselben infolge der durch die Sprengung bedingten unregelmässigen Form der Becken und Kanäle und die rauhe Beschaffenheit der Sohle und Wände den Wasserabfluss stark hemmen und dadurch ein verhältnismässig starkes relatives Gefälle zulassen, in der Anlage nicht wesentlich teuerer sind als hölzerne Treppen, die grösstmögliche Stabilität besitzen, und so gut wie gar keine Unterhaltungskosten erfordern.

3. Aalrinnen.

Die Aale laichen wie bereits gesagt, im Gegensatz zu den Lachsen im Meere, und steigt ihre junge Brut im Frühjahr oder Sommer (oft in beteutenden Massen, zu Millionen) in die oberen Flussläufe, von wo sie dann als erwachsene Tiere wieder zum Meere zurückkehren. Da diese aufsteigenden jungen Aale oft nur eine Länge von etwa 5 bis 10 cm und Stricknadeldicke haben, so ist es für dieselben im allgemeinen schwer, selbst kleinere Strömungen schwimmend zu überwinden. Dagegen haben dieselben ein besonderes Vermögen, zwischen Steinen oder an feuchten Wänden emporkriechend oder kletternd, selbst die stärksten Gefälle zu überwinden.

Nach den früher angeführten Beobachtungen bei der Fischtreppe in der Weser bei Hameln zu urteilen, können unter Umständen die gewöhnlichen Fischwege auch für die Aalbrut passierbar sein, in welchem Falle besondere Anstalten für den Aufstieg dieser Fische entbehrlich sein können. Wo aber gewöhnliche Fischwege nicht vorhanden sind, werden zu dem Zwecke sog. Aalrinnen angewendet, die möglichst nahe am Ufer anzubringen sind, und am besten aus schwarz gestrichenem Holz bestehen, da die Aale sowohl Metallflächen als auch glänzende Gegenstände meiden. Bei kleinerem Gefälle kann hierzu allenfalls schon ein rauhes Brett, mit einer Neigung von etwa 1 : 6 bis 1 : 3 genügen, wenn dasselbe durch schwach darüber sickerndes Wasser feucht gehalten wird. Besser ist es aber zu dem Zwecke hölzerne Rinnen oder geschlossene Röhren, die mit Steinen oder Faschinen gefüllt sind, zu verwenden. Anlagen dieser Art zeigen die folgenden Beispiele.

Taf. 15, Fig. 8—8 a. Aalrinne der einfachsten Art, bestehend aus einer Bohle von wenigstens 15 cm Breite mit seitlichen Leisten von etwa 8 cm Höhe, zur Vermeidung des Niederfallens der oft in dicken Massen über einander kriechenden. Tiere. Das untere Ende wird trichterförmig erweitert, und werden zur Erleichterung des Aufstieges in solche Rinnen Faschinenwürste eingelegt, oder am Boden mit kleinen Steinen belegt, in welchem Falle der Boden mit Querleisten versehen wird, um ein Abgleiten der Steine zu verhindern. Die Steine sind namentlich in moosbewachsenem Zustand zweckentsprechend (TFF. 1897, S. 41, Pl. V).

„ Fig. 9—9 b. Aalrinne bei Schwentine (Holstein). Diese Anlage besteht aus einer hölzernen Röhre von 0,13 × 0,13 m Querschnitt, in welche auf je 0,4 m Länge eine Querwand mit vier wagrechten Schlitzen von bezw. 5 mm und 9 mm Weite auf der oberen und unteren Seite und mit einem Spielraum von 12 mm zwischen der oberen Kante und dem Deckel der Röhre angebracht sind. Die Öffnungen der Querwände an den Enden sind um 3 mm grösser als bei den Zwischenwänden. Die Röhre ist bis zur Höhe der Zwischenwände mit kleinen Steinen gefüllt. Der obere Teil besteht aus einem mit Reisig gefüllten vertikalen Aufsatzrohr von 0,7 m Länge (TFF. 1897, S. 33, Pl. V).



DER

WASSERBAU.

NACH DEN VORTRÄGEN,

GEHALTEN AM

FINNLÄNDISCHEN POLYTECHNISCHEN INSTITUTE IN HELSINGFORS

VON

M. STRUKEL,
PROFESSOR DER INGENIEURWISSENSCHAFTEN.

I. TEIL.

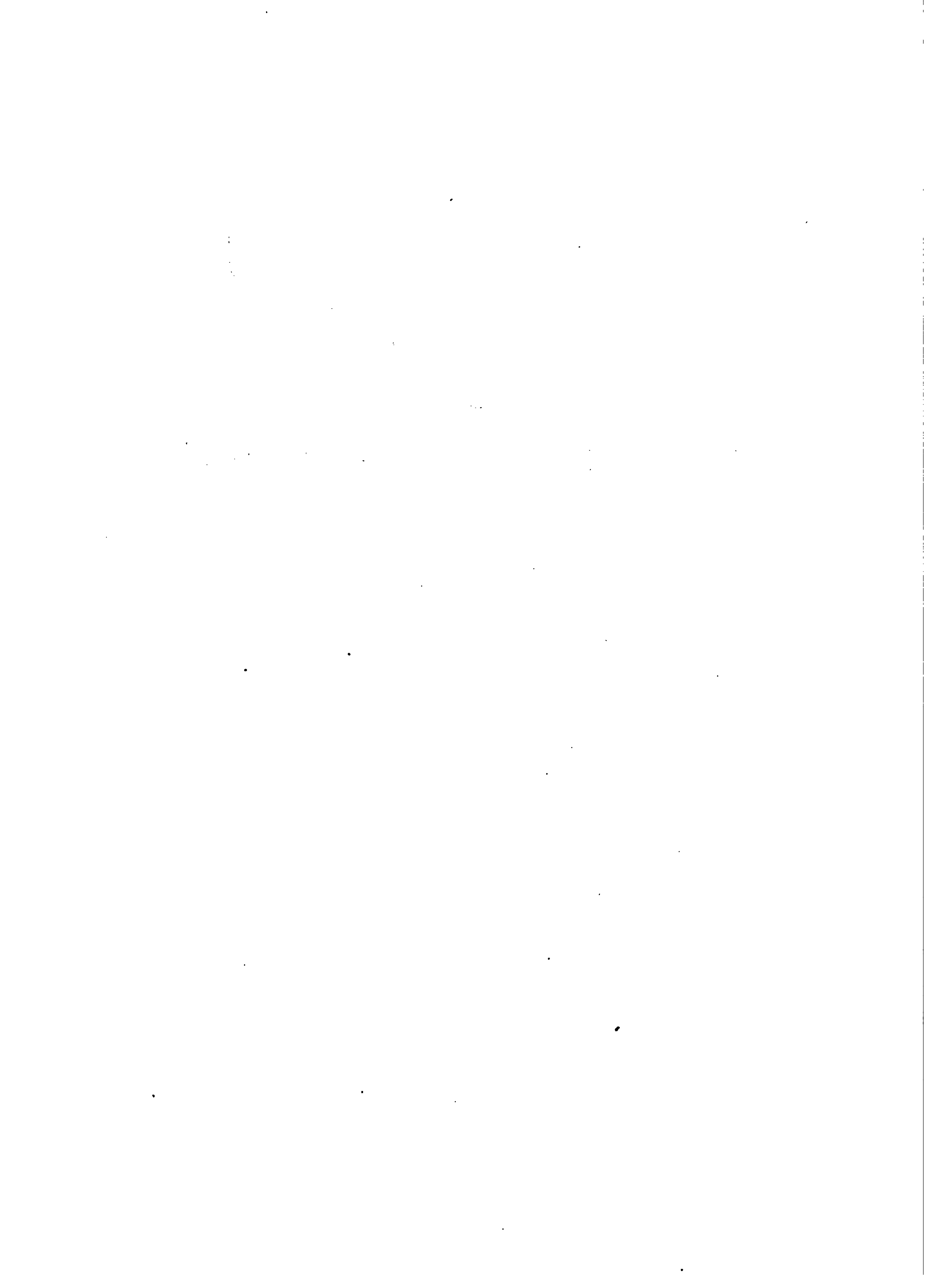
ATLAS.

ZWEITE AUFLAGE.

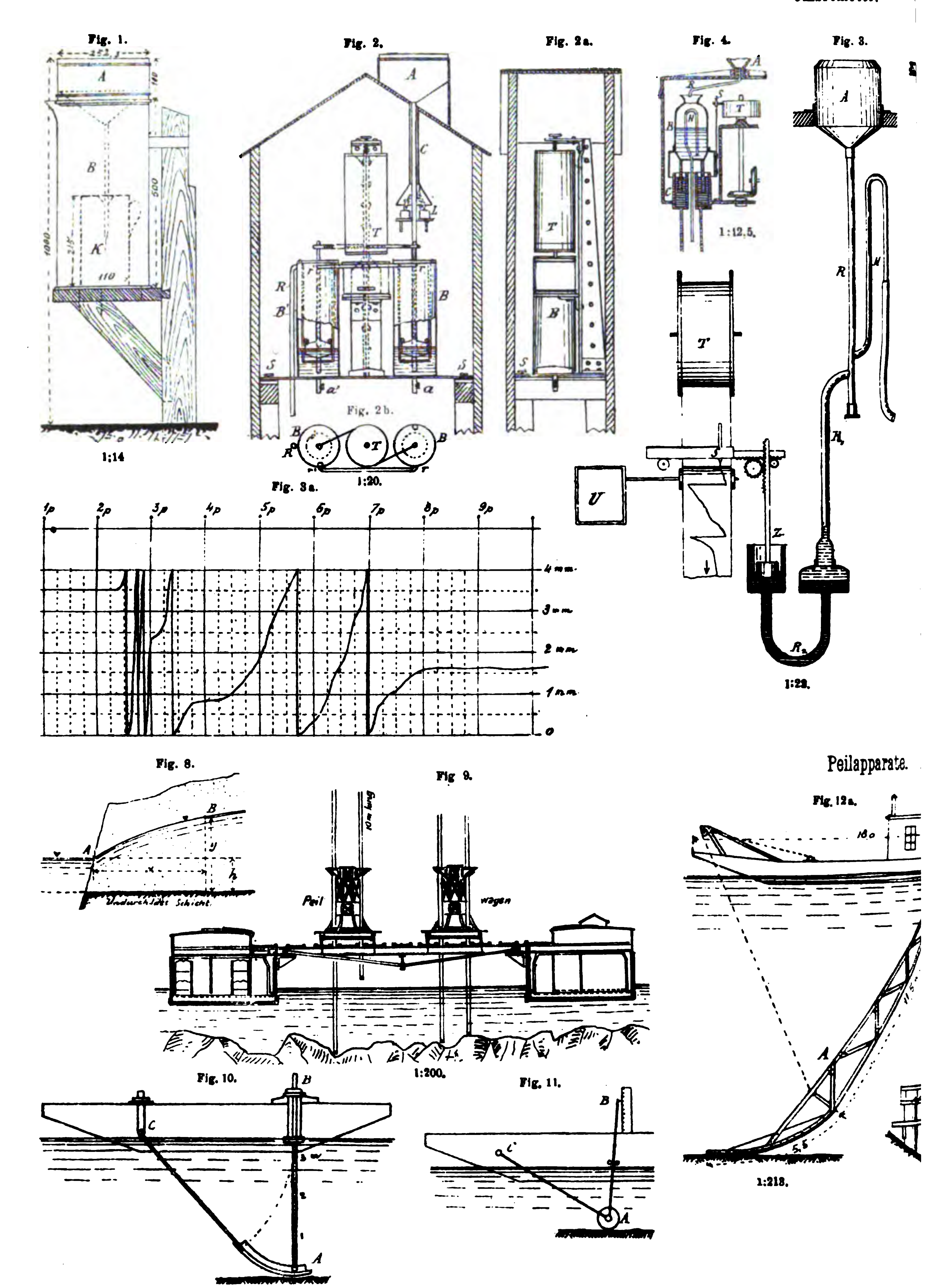
HELSINGFORS.
FÖRLAGS-A. B. HELIOS.

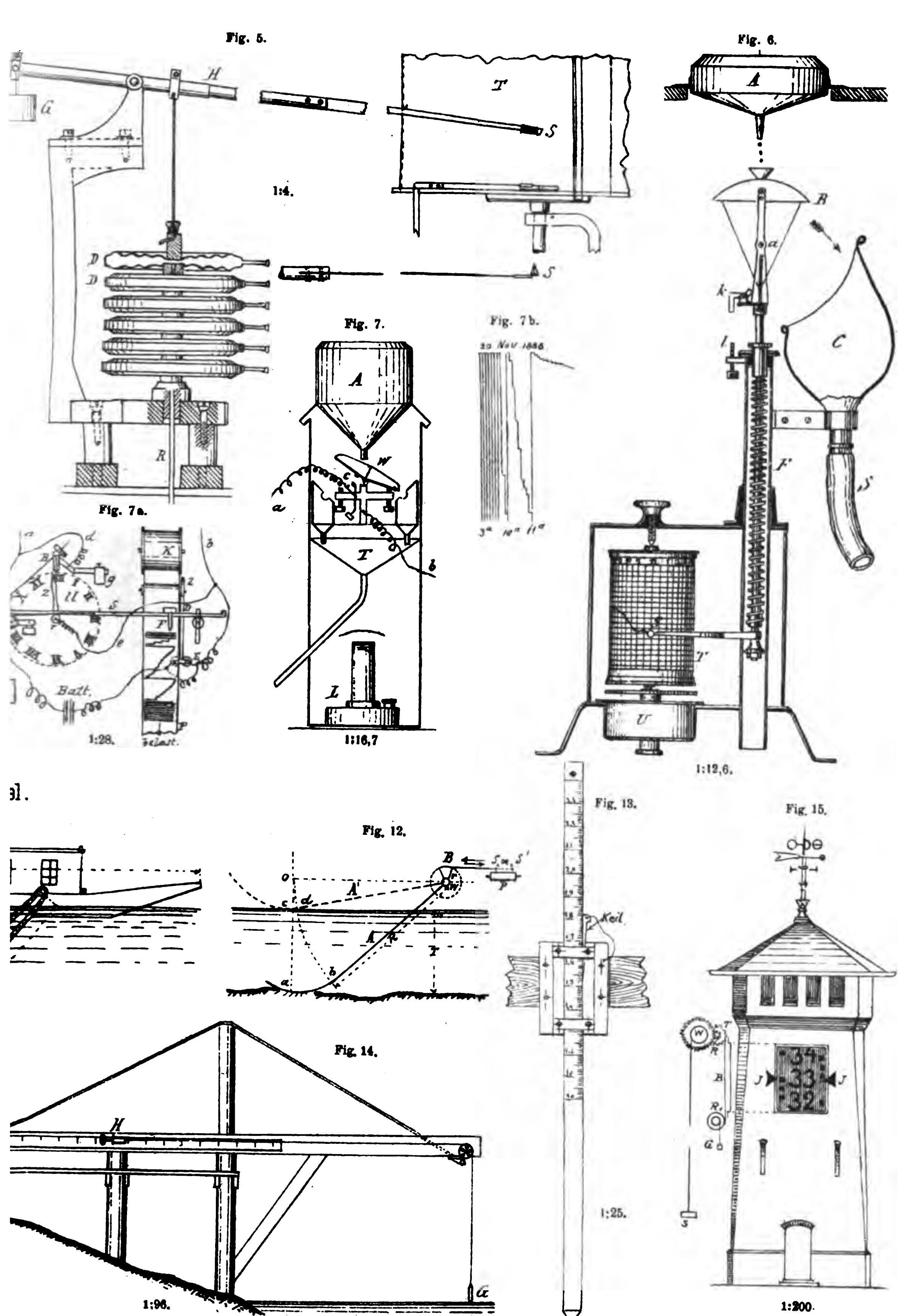
LEIPZIG.
A. TWIETMEYER.

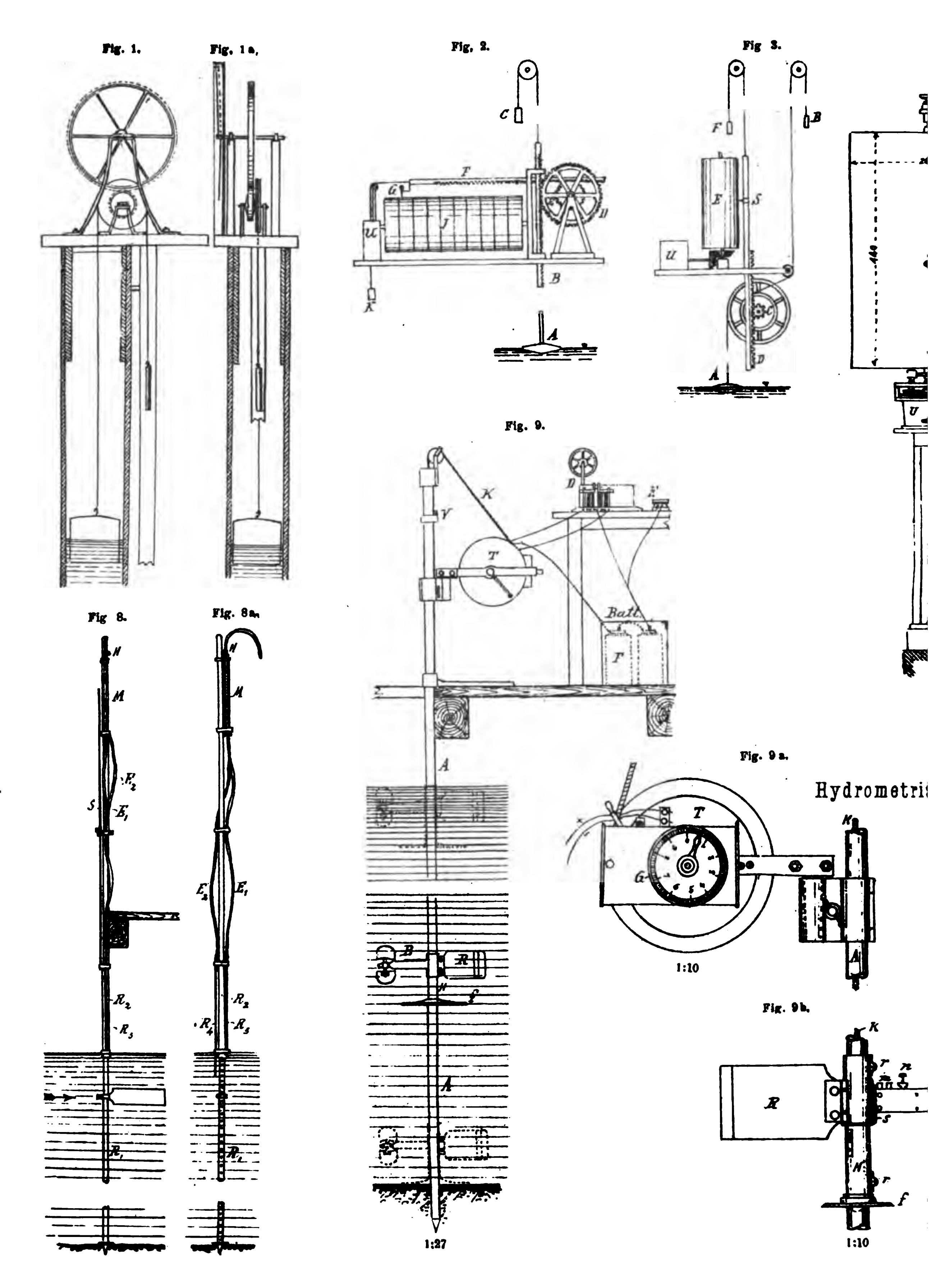
1904.

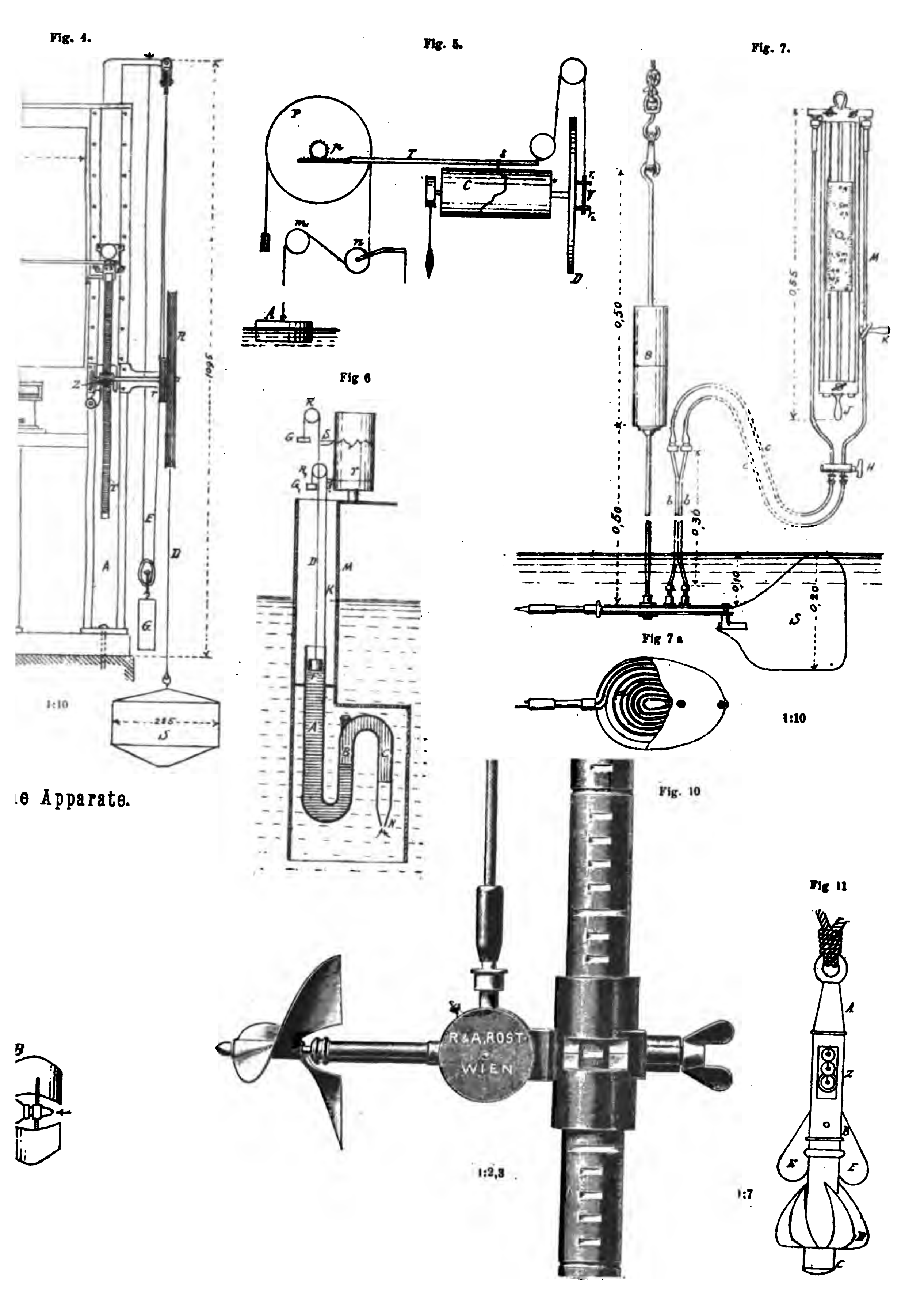




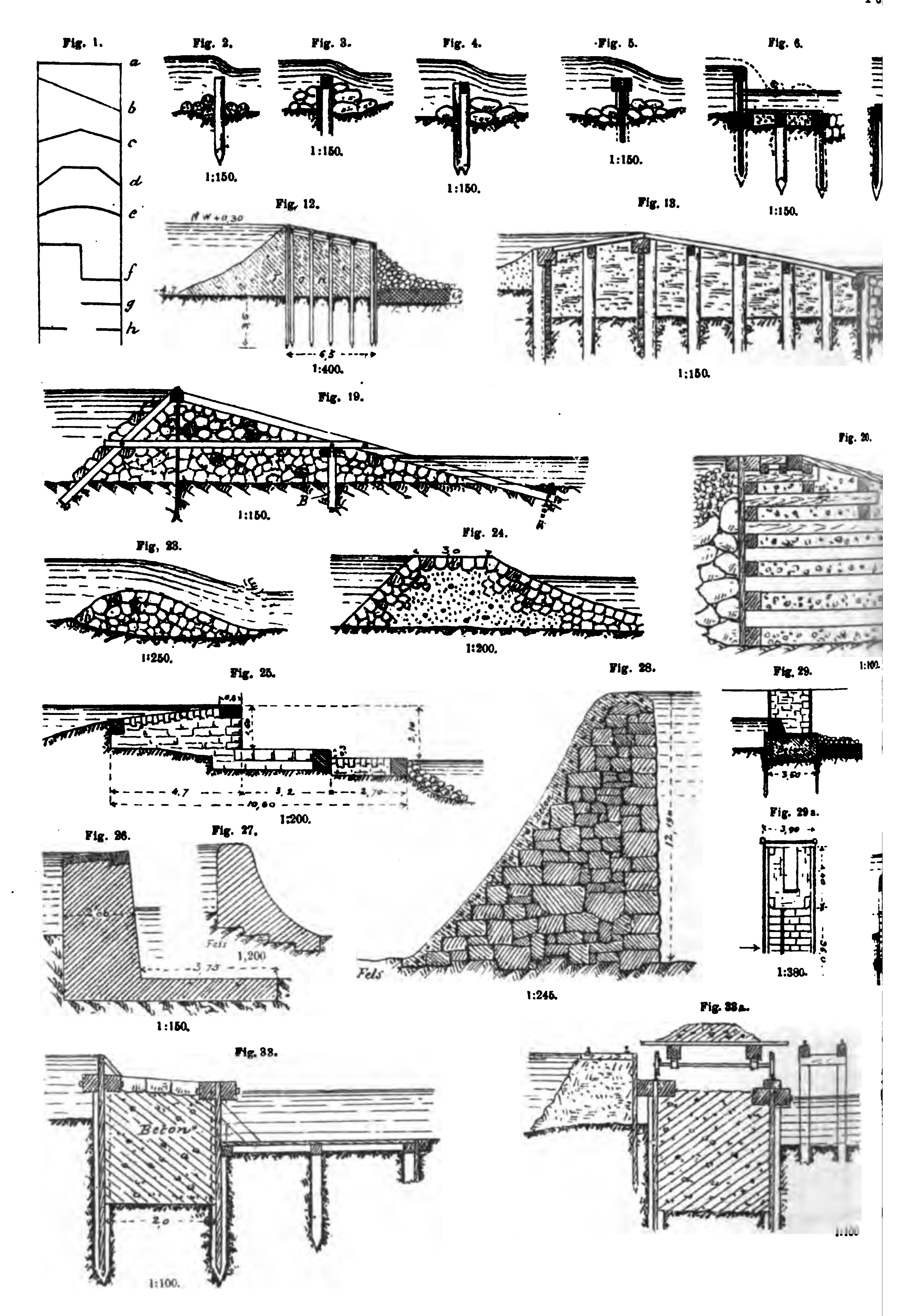

Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a.
Fig. 4.
Fig. 3.
Fig. 2b.
1:14
1:20.
1:12,5.
Fig. 3a.
1:22.
Peilapparate.
Fig. 8.
Fig 9.
Fig. 12a.
Undurchläss. Schicht.
10 m lang
Peil
wagen
1:200.
Fig. 10.
Fig. 11.
1:213.

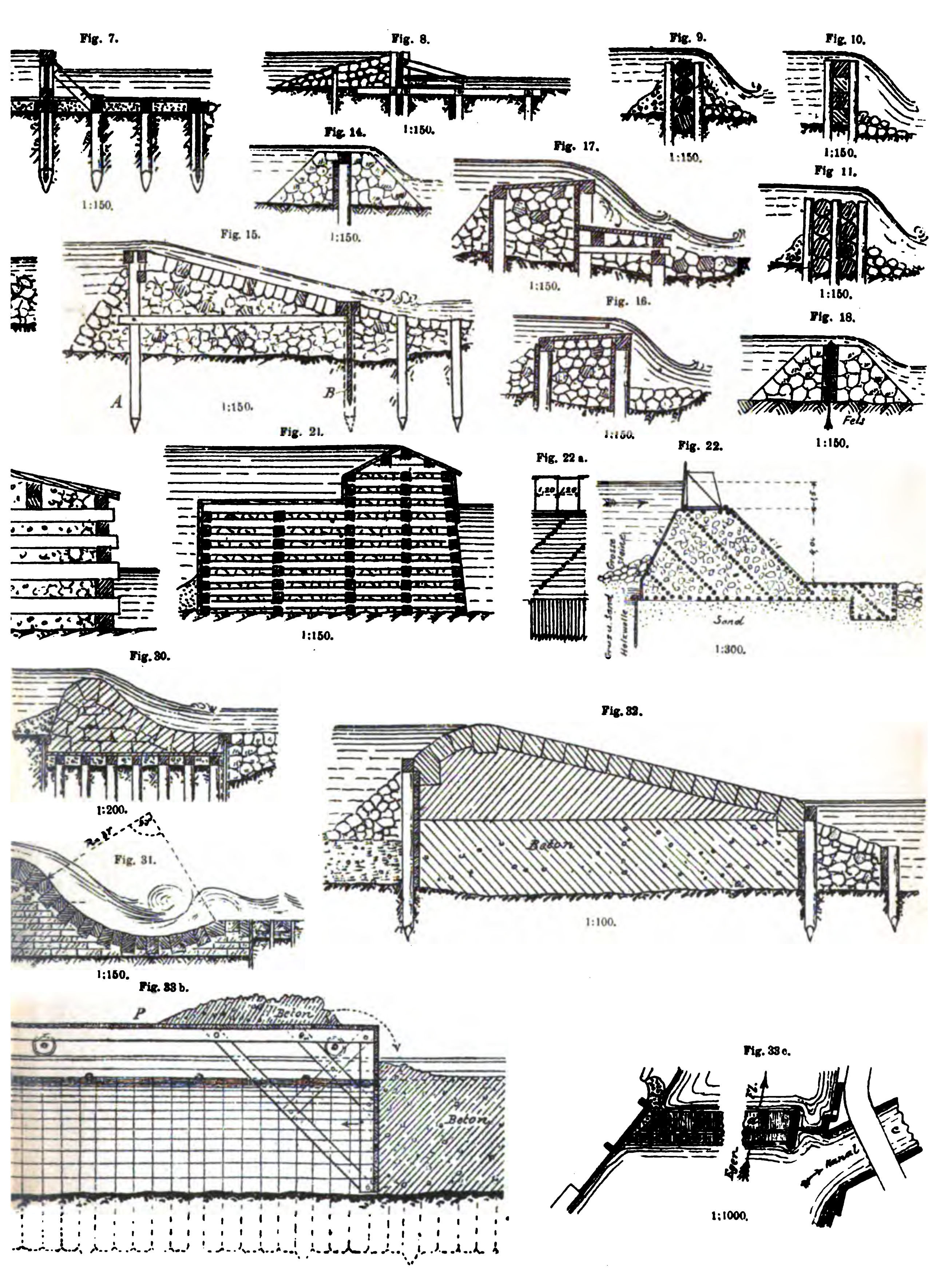

Fig. 5.
H
G
D
D
R
1:4.
T
S
S
Fig. 6.
A
R
a
k
l
C
F
S
T
U
1:12,6.
Fig. 7.
A
W
c
a
T
b
L
1:16,7
Fig. 7 b.
20 Nov 1886
Fig. 7a.
K
Batt.
1:28.
Belast.
el.
Fig. 12.
B
o
A'
c
d
A
a
b
T
Fig. 13.
Keil
1:25.
Fig. 15.
W
T
R
B
R,
G
J
J
34
33
32
S
1:200
Fig. 14.
H
G
1:96.


Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
Fig 3.
Fig. 9.
Fig 8.
Fig. 8a.
Fig. 9a.
Fig. 9b.
Batt.
1:10
1:27
1:10
Hydrometris


Fig. 4.
1095
285
1:10
Fig. 5.
Fig 6
Fig. 7.
0,55
0,50
0,50
0,30
0,10
0,20
Fig 7 a
1:10
Fig. 10
R&A.ROST
WIEN
1:2,3
Fig 11
1:7

…e Apparate.


Fig. 1.
a
b
c
d
e
f
g
h
Fig. 2.
1:150.
Fig. 3.
1:150.
Fig. 4.
1:150.
Fig. 5.
1:150.
Fig. 6.
1:150.
Fig. 12.
1:400.
Fig. 13.
1:150.
Fig. 19.
1:150.
Fig. 20.
Fig. 23.
1:250.
Fig. 24.
1:200.
Fig. 25.
1:200.
Fig. 26.
1:150.
Fig. 27.
Fels
1,200
Fig. 28.
Fels
1:245.
Fig. 29.
Fig. 29 a.
1:380.
Fig. 33.
Beton
1:100.
Fig. 33 a.


Fig. 7.
1:150.
Fig. 8.
1:150.
Fig. 9.
1:150.
Fig. 10.
1:150.
Fig. 14.
1:150.
Fig. 17.
1:150.
Fig 11.
1:150.
Fig. 15.
A
B
1:150.
Fig. 16.
1:150.
Fig. 18.
Fels
1:150.
Fig. 21.
1:150.
Fig. 22 a.
Fig. 22.
Grosse Steine
Grus u. Sand
Holzwelle
Sand
1:300.
Fig. 30.
1:200.
Fig. 31.
1:150.
Fig. 33.
Beton
1:100.
Fig. 33 b.
P
Beton
Beton
Fig. 33 c.
Eger
Kanal
1:1000.

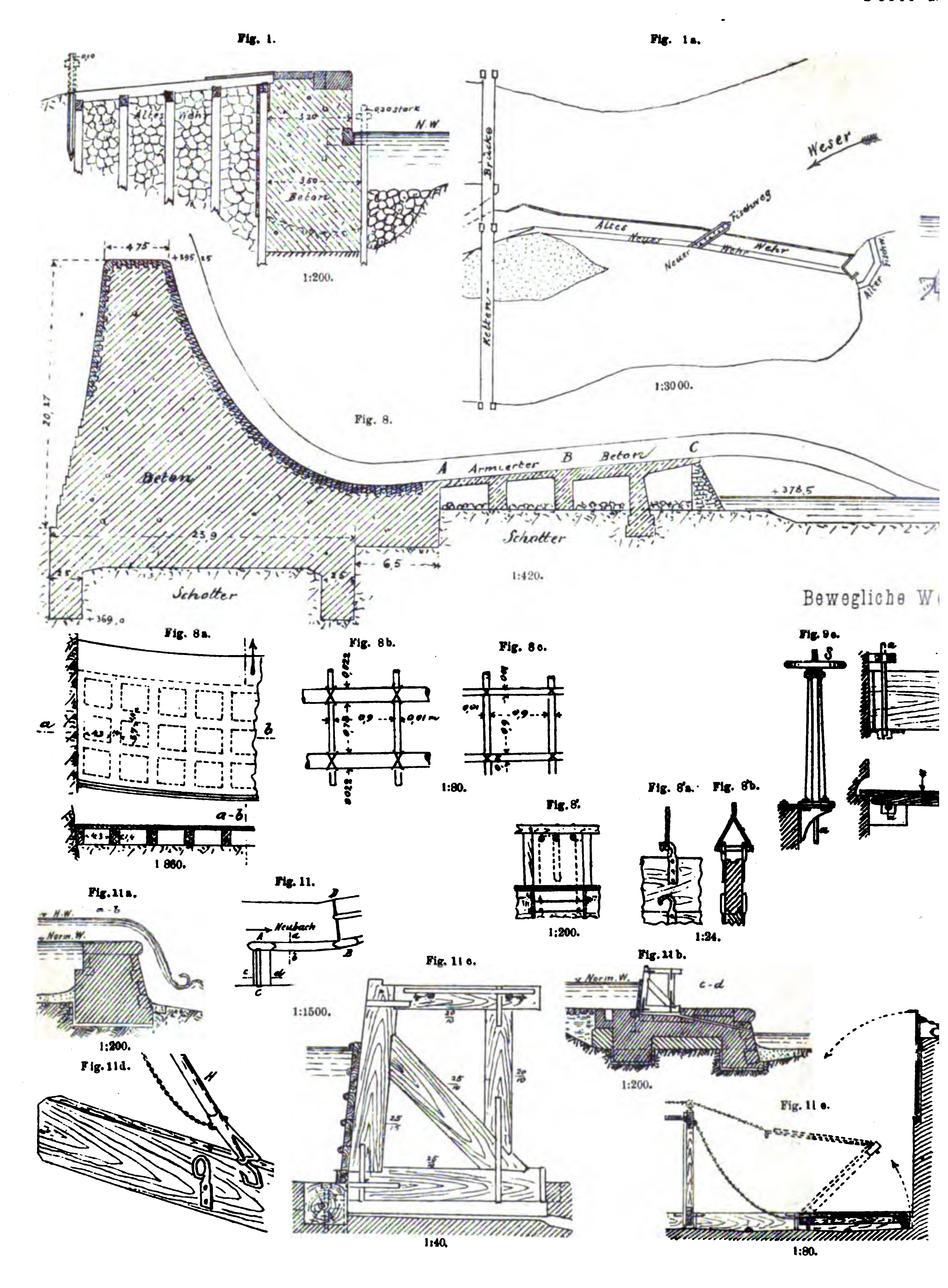


Fig. 1. 1:200.

Fig. 1a. 1:3000.

Fig. 8. 1:420.

Beweglich W

Fig. 8a. 1:860.

Fig. 8b. 1:80.

Fig. 8c.

Fig. 8'. 1:200.

Fig. 8'a. Fig. 8'b. 1:24.

Fig. 9e.

Fig. 11. 1:1500.

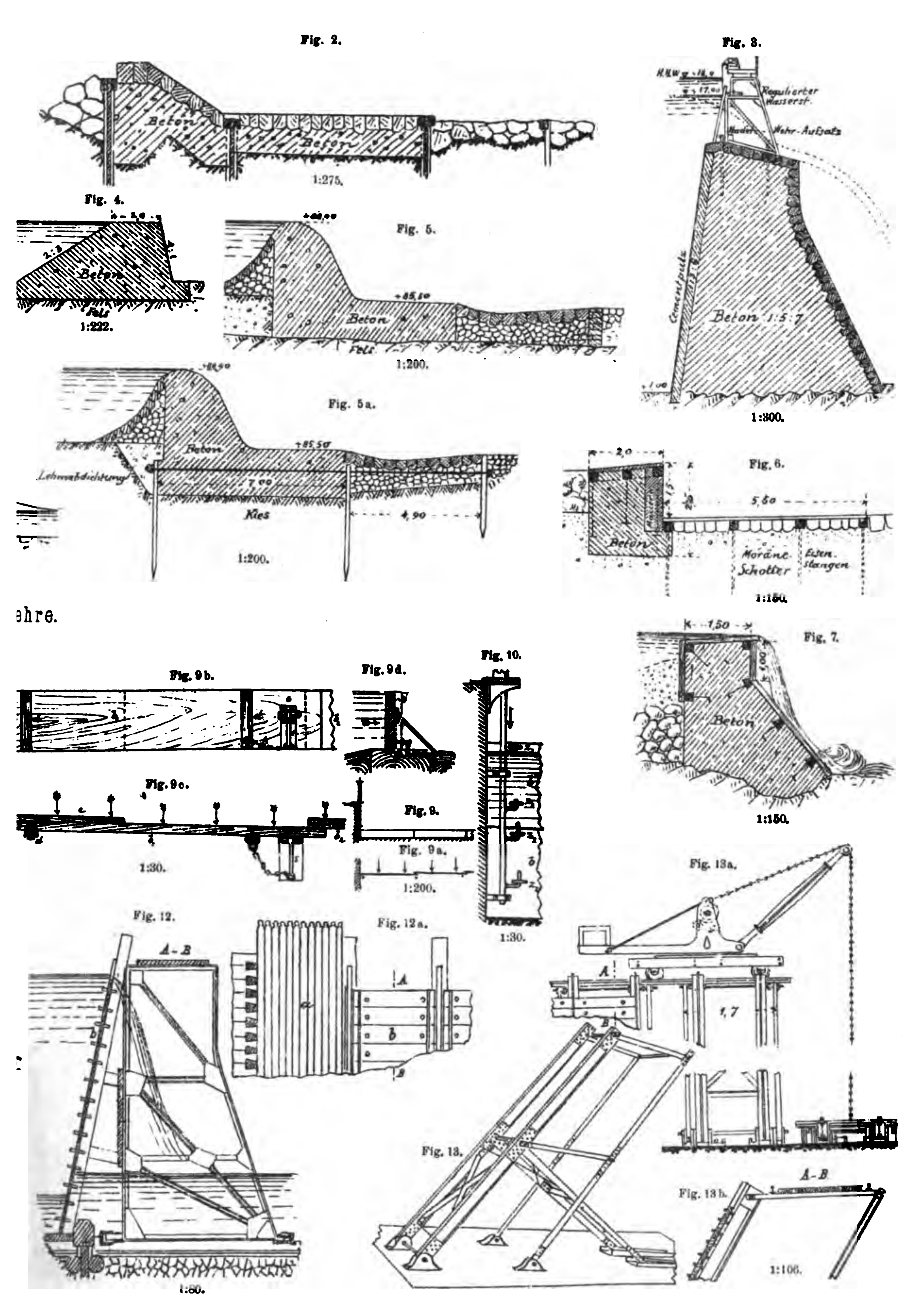
Fig. 11a. 1:200.

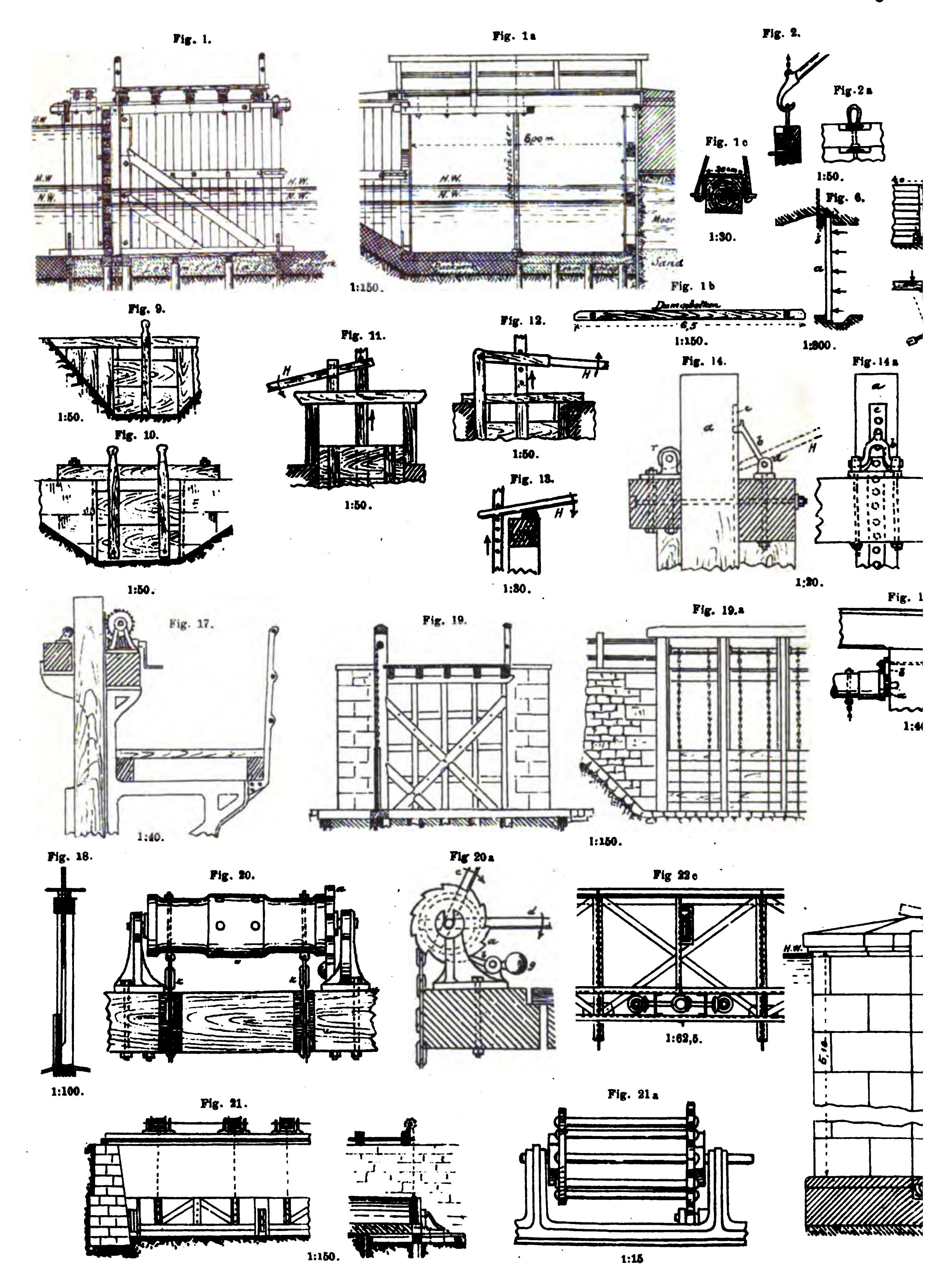
Fig. 11b. 1:200.

Fig. 11c. 1:40.

Fig. 11d.

Fig. 11e. 1:80.


Fig. 2.
Beton
Beton
1:275.
Fig. 3.
Regulierter Wasserst.
Nadel- Wehr-Aufsatz
Beton 1:5:7
1:300.
Fig. 4.
Beton
Fels
1:222.
Fig. 5.
Beton
Fels
1:200.
Fig. 5a.
Beton
Kies
7,00
4,90
1:200.
Fig. 6.
2,0
5,60
Beton
Moräne Schotter
Eisenstangen
1:150.
Wehre.
Fig. 7.
1,50
Beton
1:150.
Fig. 9b.
Fig. 9d.
Fig. 10.
Fig. 9c.
1:30.
Fig. 9.
Fig. 9a.
1:200.
1:30.
Fig. 13a.
Fig. 12.
A-B
Fig. 12a.
Fig. 13.
A-B
Fig. 13b.
1:100.
1:80.


Fig. 1.
Fig. 1a
Fig. 2.
Fig. 2a
Fig. 1c
Fig. 6.
Fig. 1b
1:150.
1:30.
1:50.
1:300.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 14a
1:50.
1:30.
1:20.
Fig. 17.
Fig. 19.
Fig. 19.a
1:40.
1:150.
Fig. 18.
Fig. 20.
Fig 20a
Fig 22c
1:100.
1:62,5.
Fig. 21.
Fig. 21a
1:150.
1:15

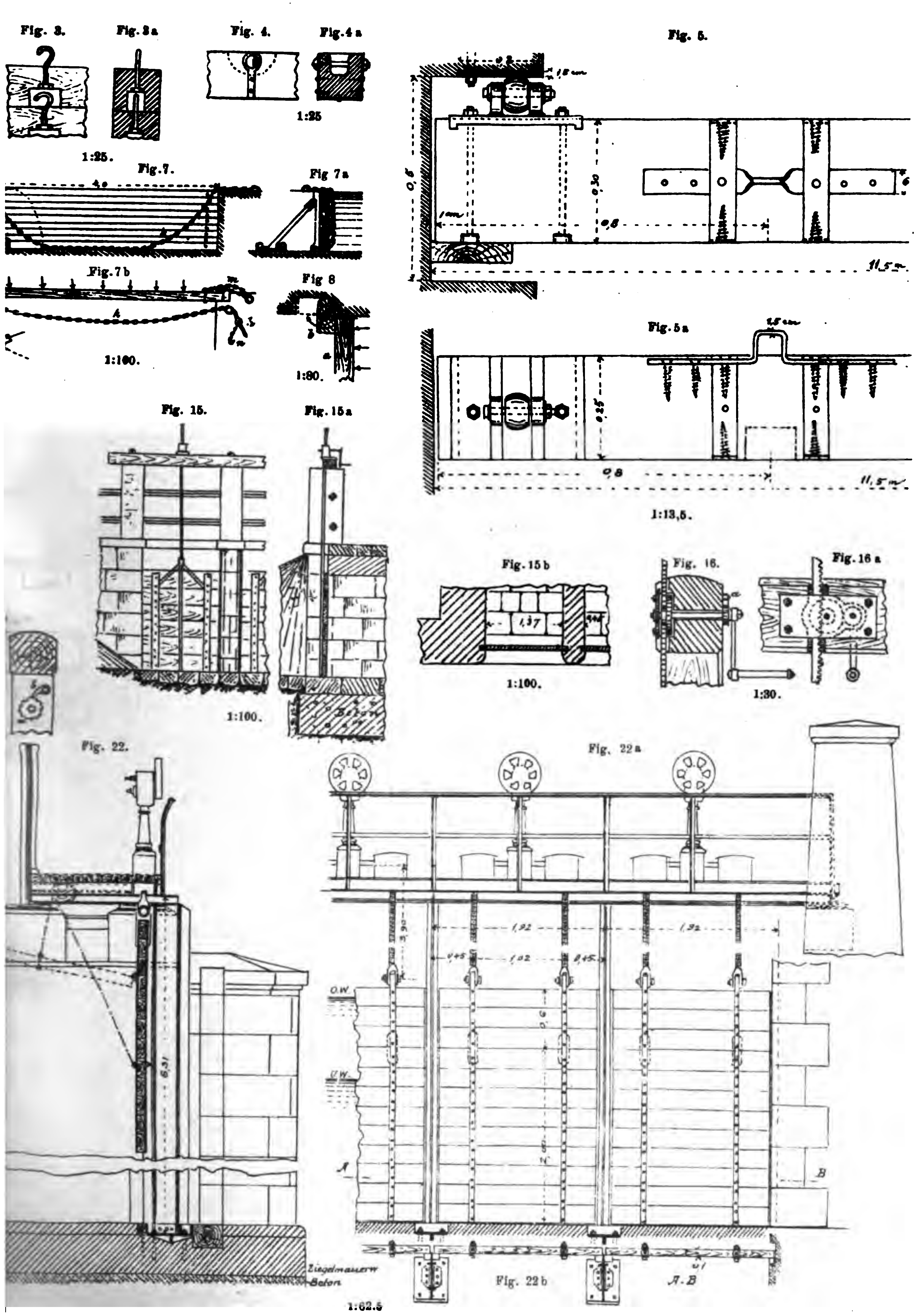
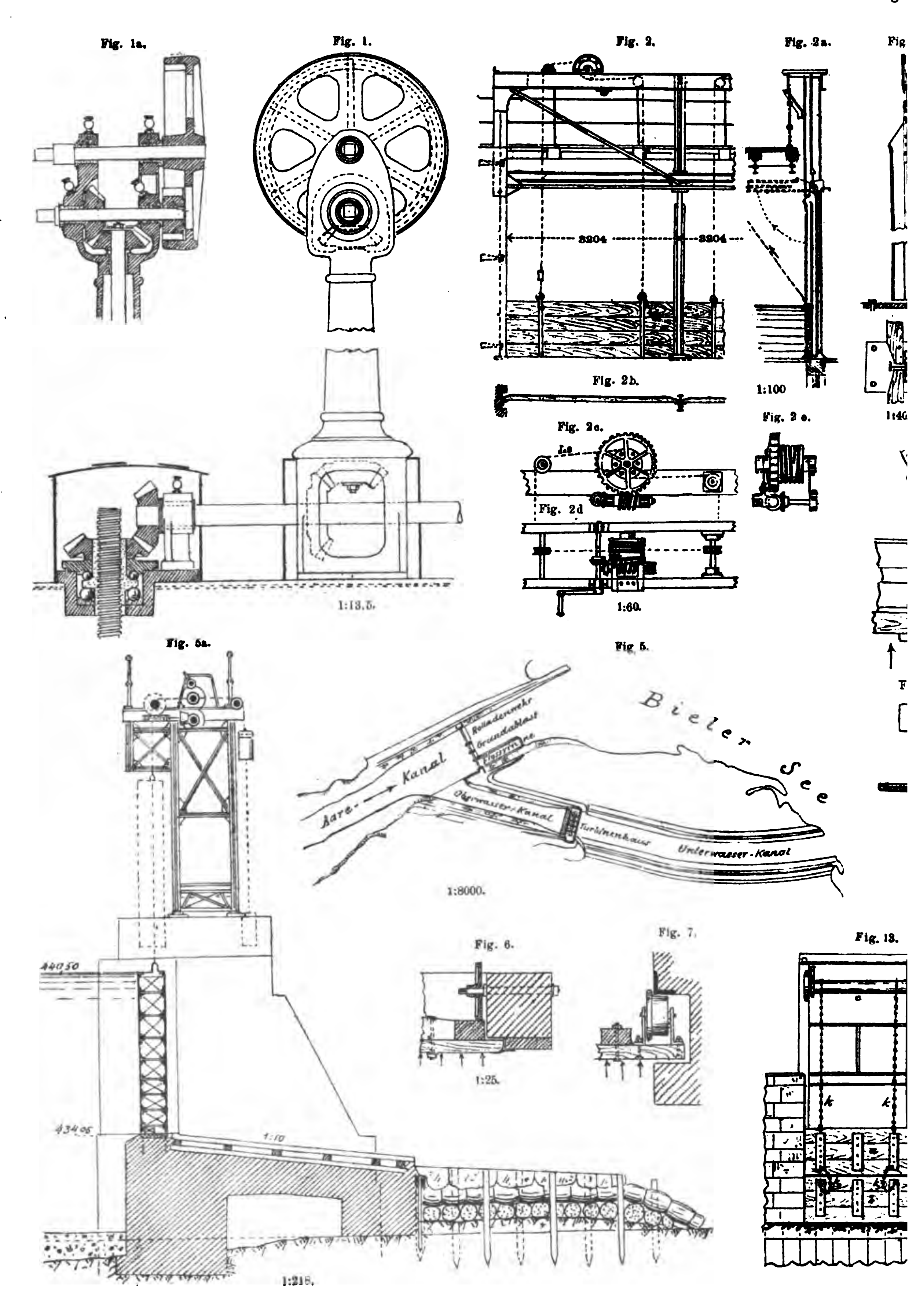


Fig. 3.
Fig. 3a
Fig. 4.
Fig. 4a
1:25
1:25.
Fig. 5.
Fig. 5a
1:13,5.
Fig. 7.
Fig 7a
Fig. 7b
Fig 8
1:100.
1:80.
Fig. 15.
Fig. 15a
1:100.
Fig. 15b
1:100.
Fig. 16.
Fig. 16a
1:30.
Fig. 22.
Fig. 22a
Fig. 22b
O.W.
U.W.
A.B
Ziegelmauerw
Beton
1:62,5


Fig. 1a.
Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2a.
3204
3204
Fig. 2b.
1:100
Fig. 2c.
Fig. 2e.
Fig. 2d
1:60.
1:13,5.
Fig. 5a.
Fig 5.
Bieler See
Rollenwehr
Grundablass
Aare-Kanal
Oberwasser-Kanal
Turbinenhaus
Unterwasser-Kanal
1:8000.
Fig. 6.
Fig. 7.
1:25.
Fig. 13.
440,50
434,05
1:10
1:216.
k
k

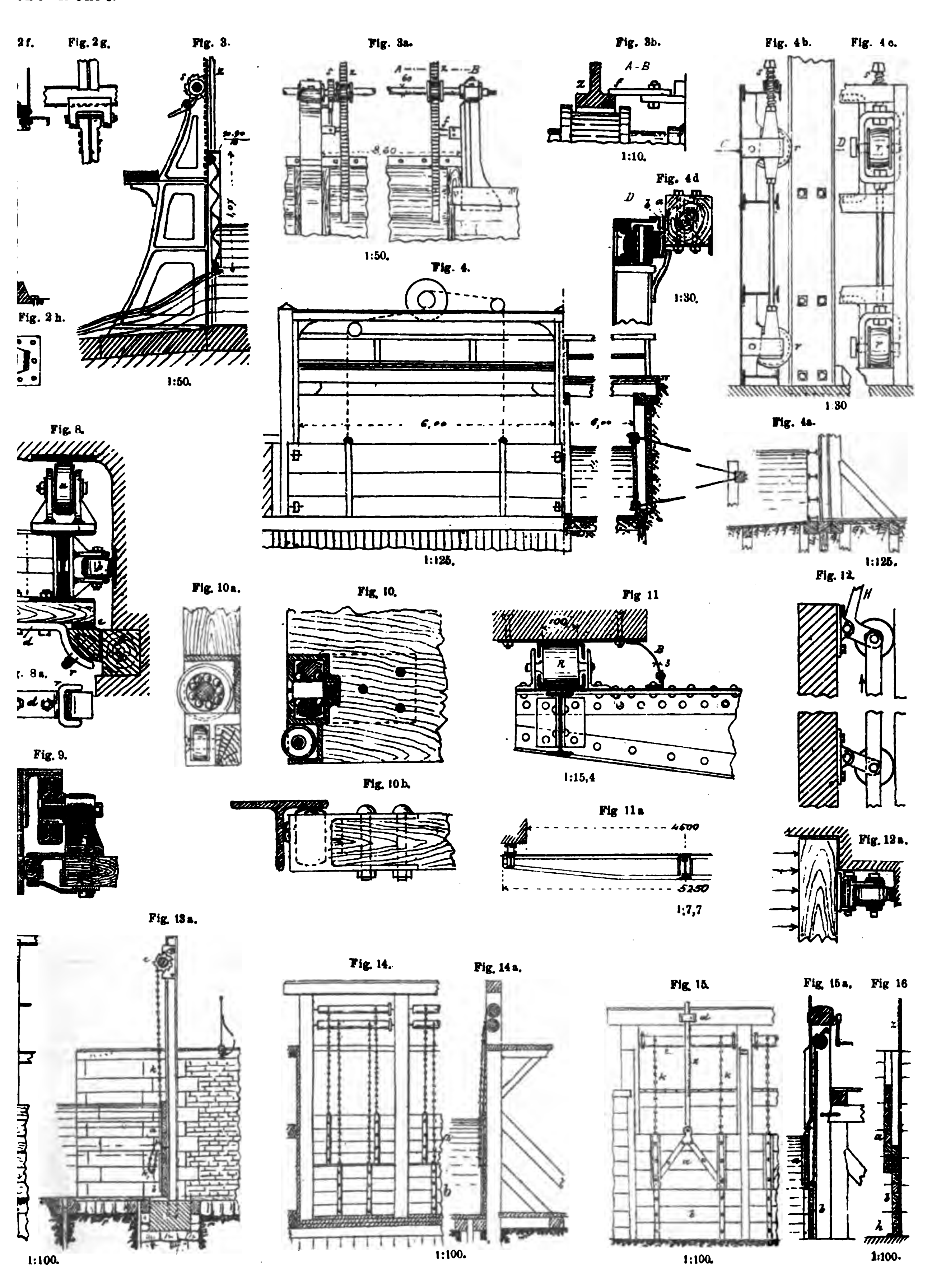
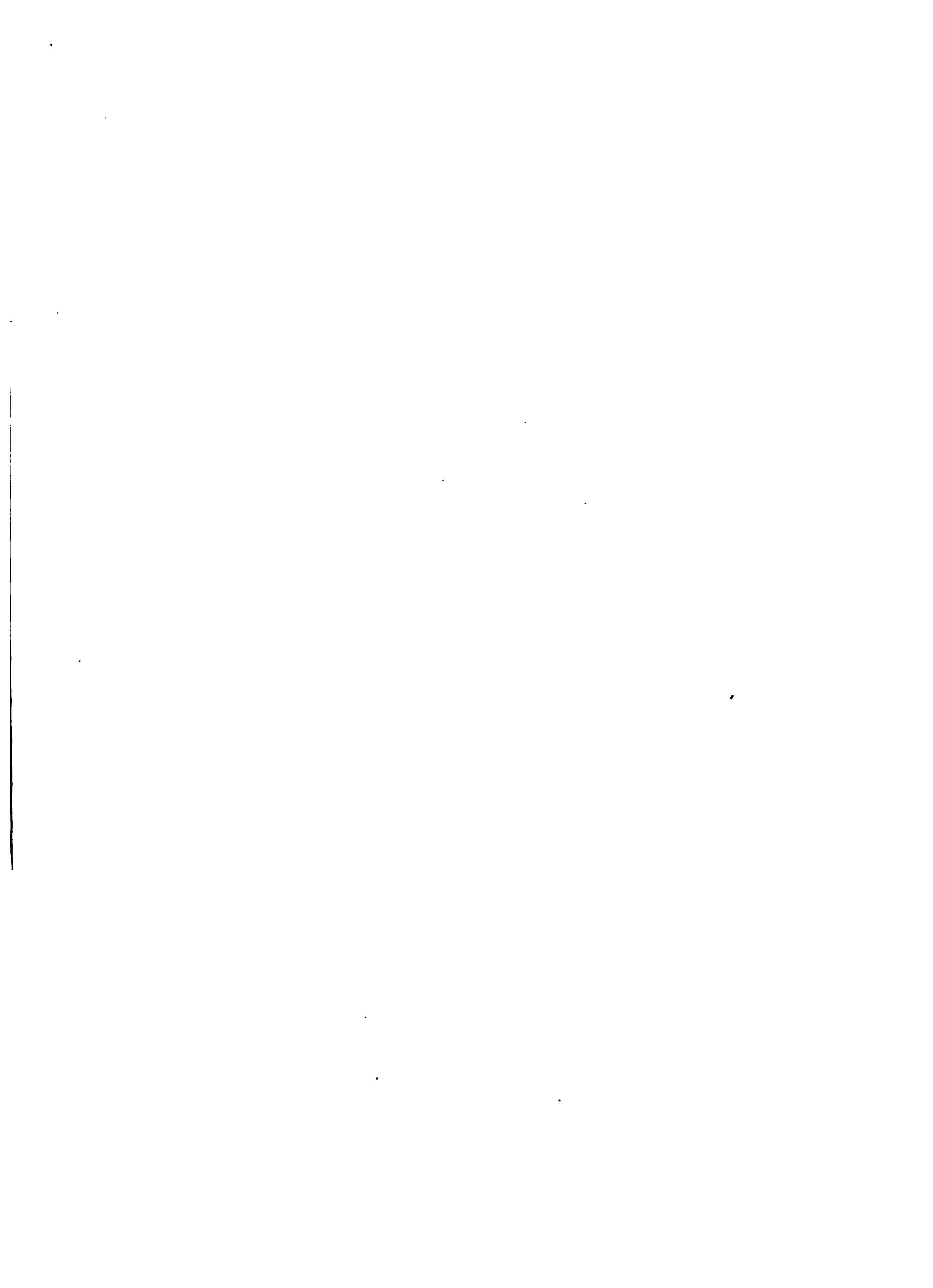
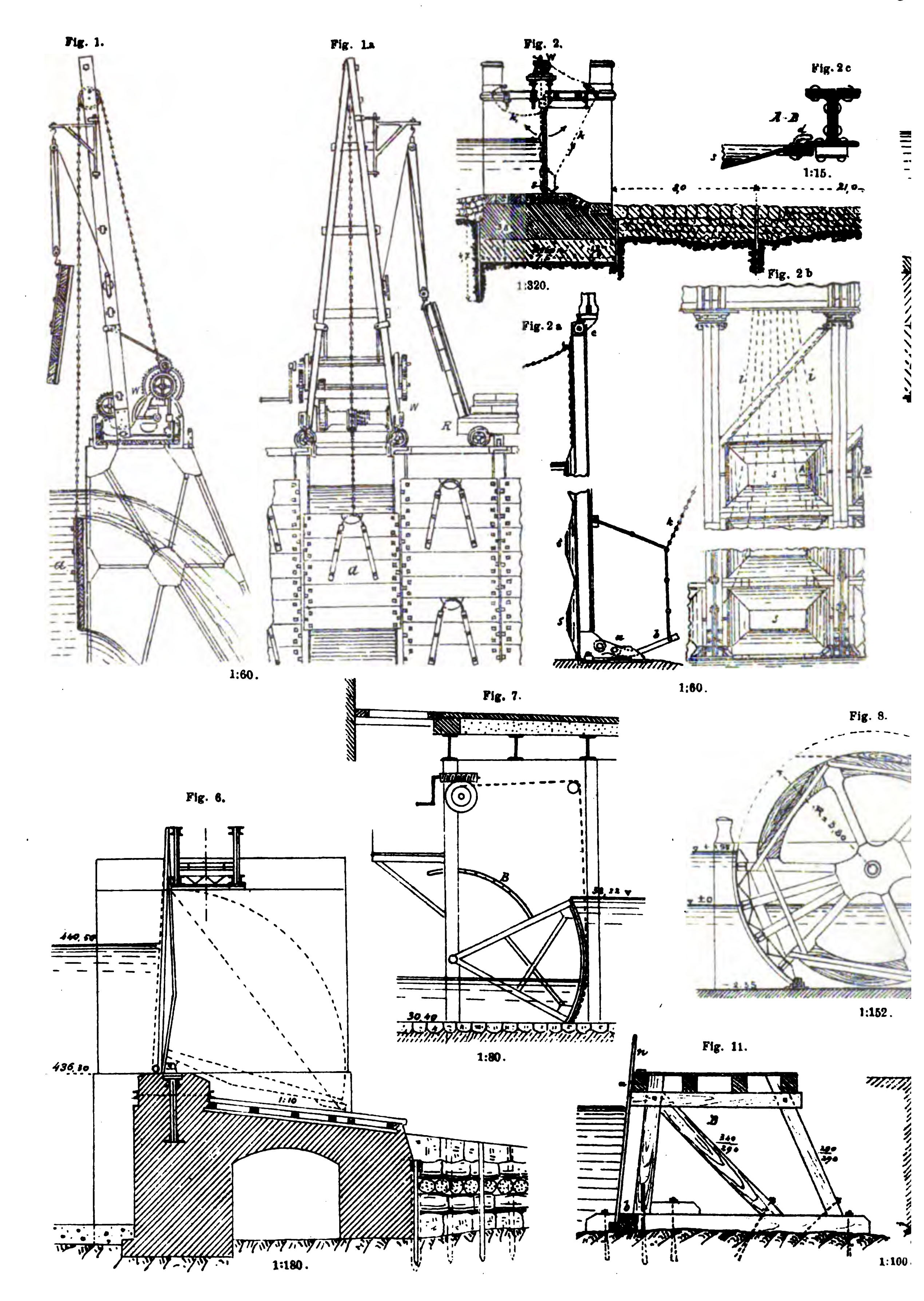
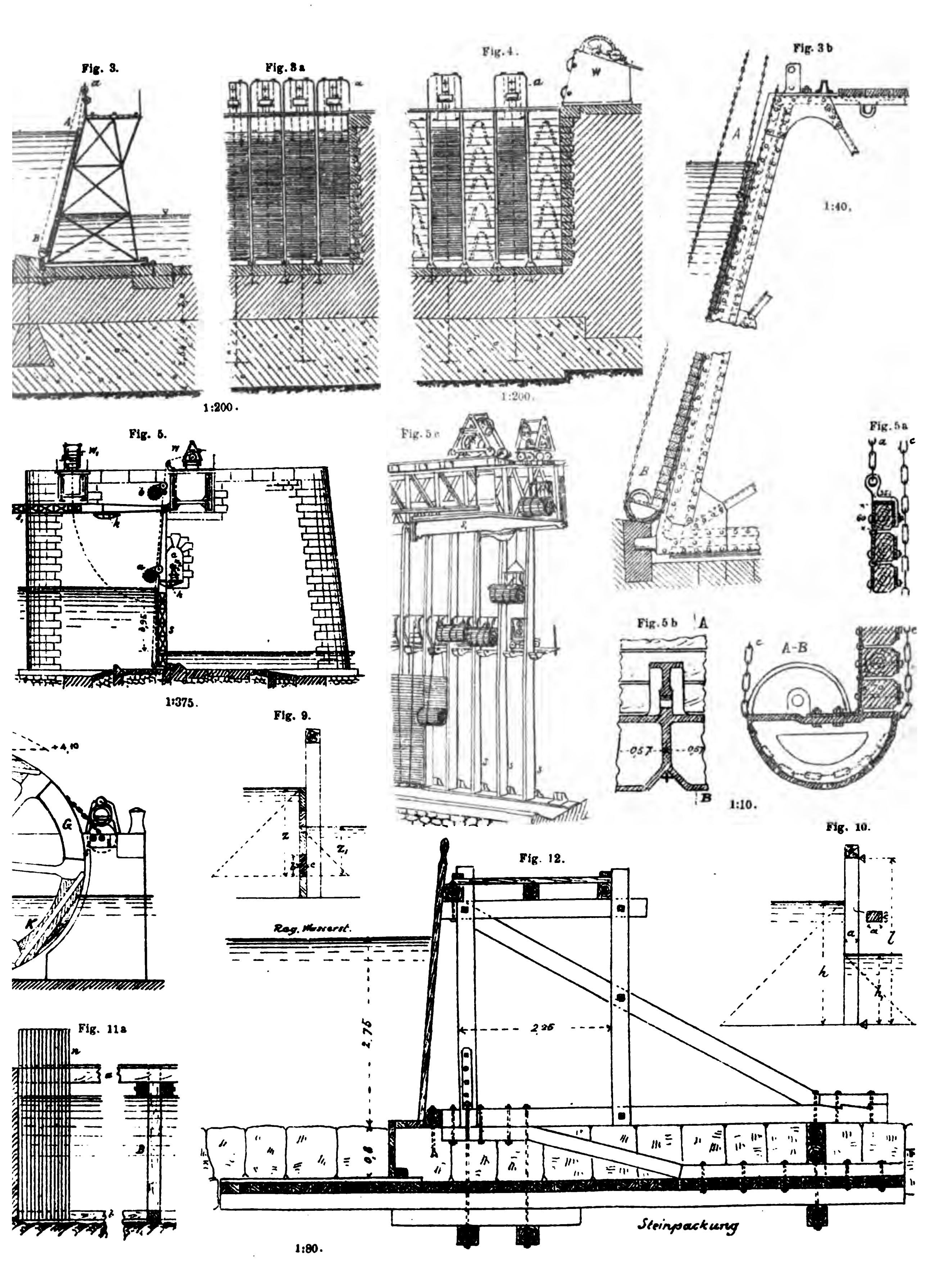
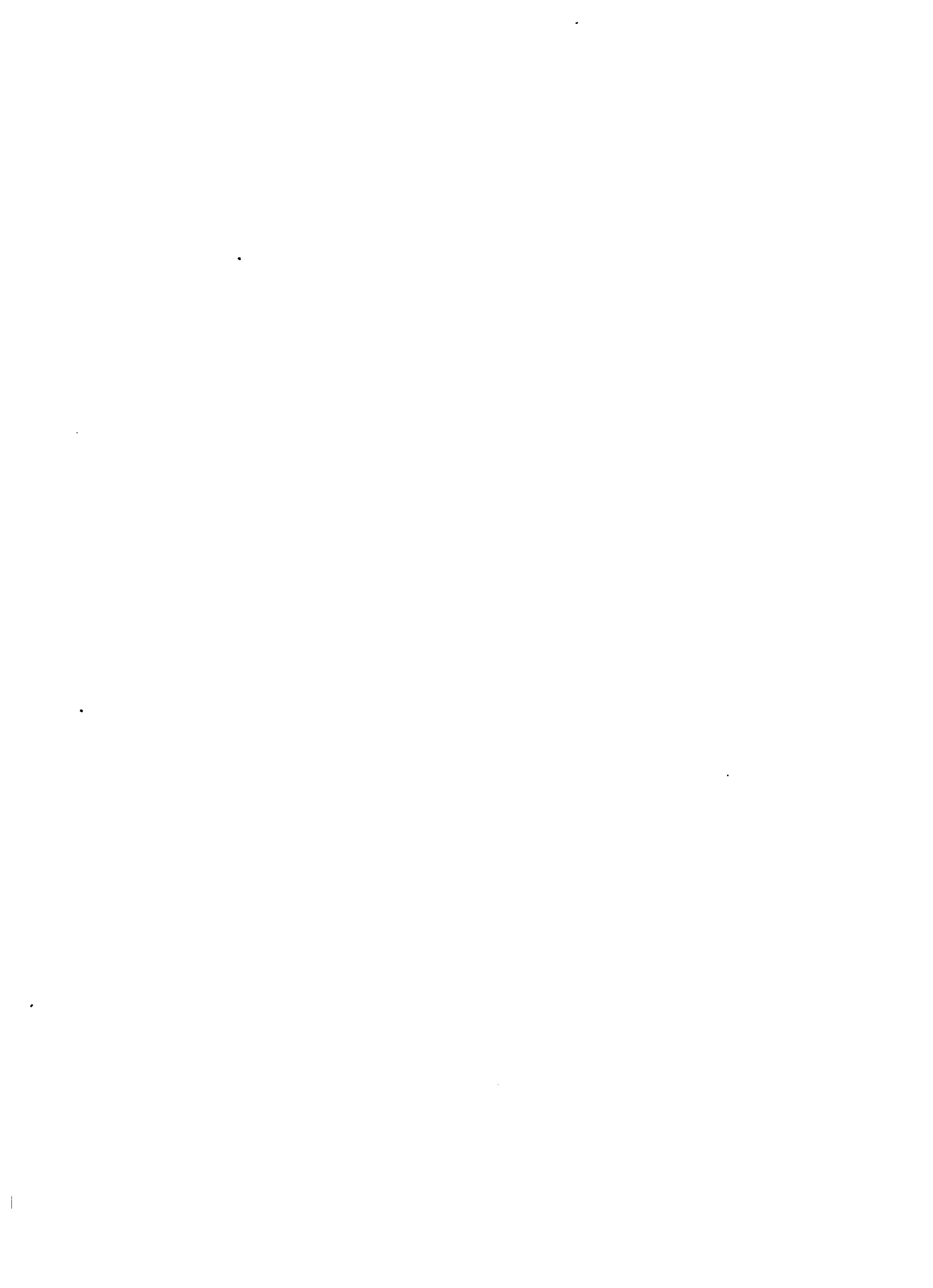


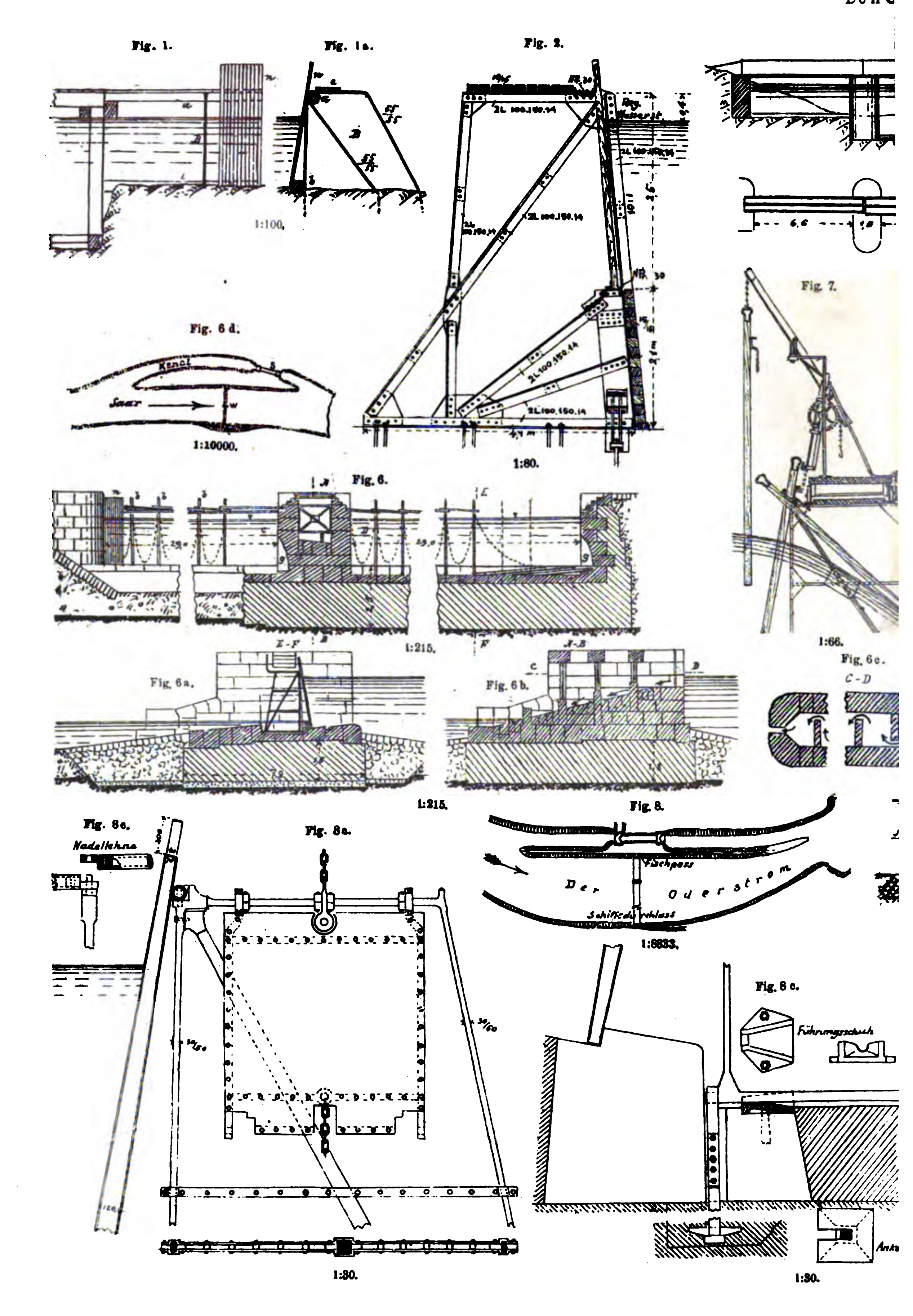
Fig. 2g.
Fig. 3.
Fig. 3a.
Fig. 3b.
Fig. 4b.
Fig. 4c.
A - B
1:10.
Fig. 4d
1:30.
1:50.
Fig. 4.
Fig. 2h.
1:50.
6,00
1:125.
1:30
Fig. 4a.
1:125.
Fig. 8.
Fig. 10a.
Fig. 10.
Fig 11
Fig. 12.
1:15,4
Fig. 9.
Fig. 10b.
Fig 11a
4600
5250
1:7,7
Fig. 12a.
Fig. 13a.
Fig. 14.
Fig. 14a.
Fig. 15.
Fig. 15a.
Fig 16
1:100.
1:100.
1:100.
1:100.

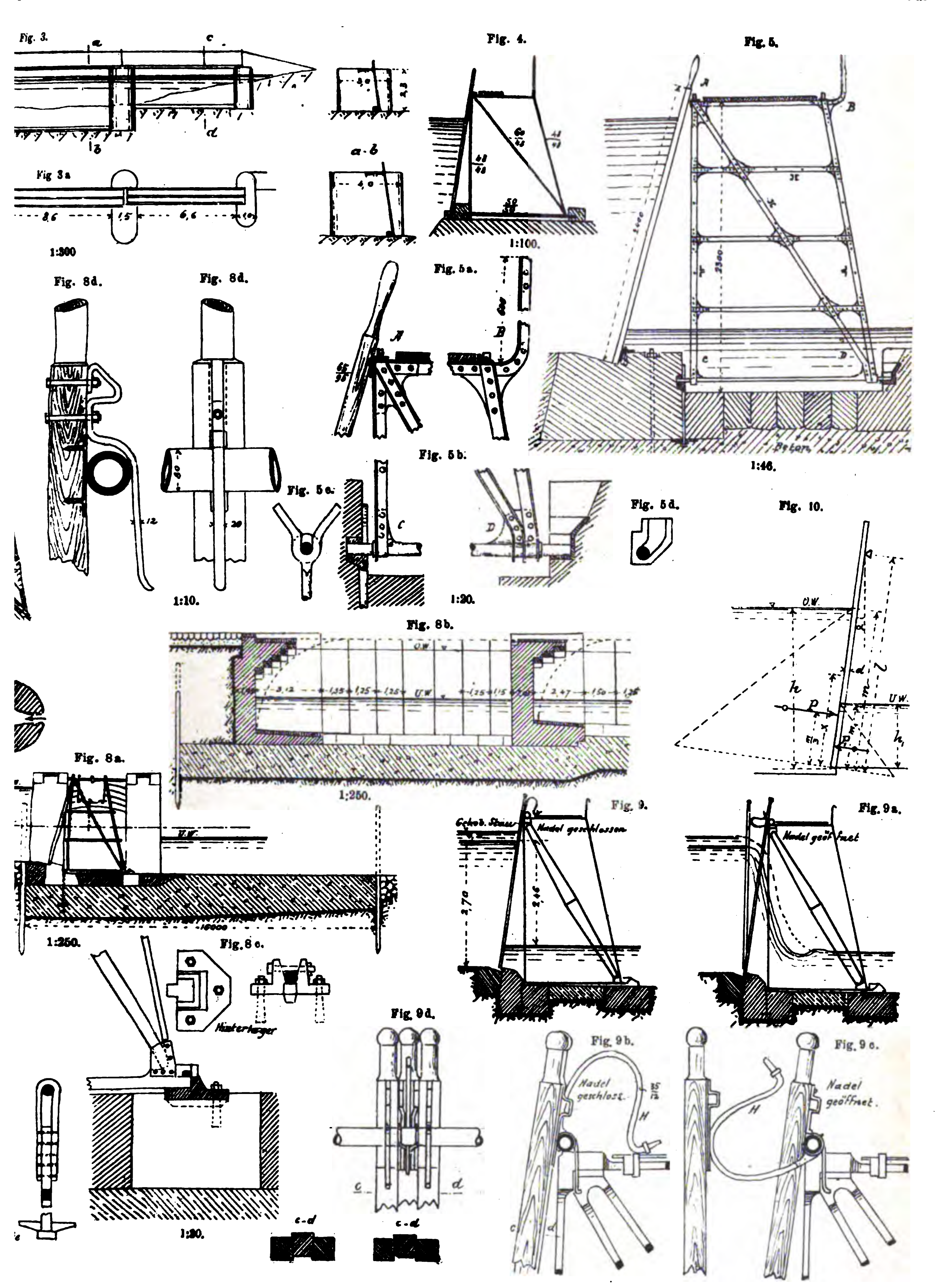



Fig. 1.
Fig. 1a
Fig. 2.
Fig. 2c
1:15.
Fig. 2a
Fig. 2b
1:320.
1:60.
1:60.
Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 6.
1:80.
1:152.
Fig. 11.
1:180.
1:100.

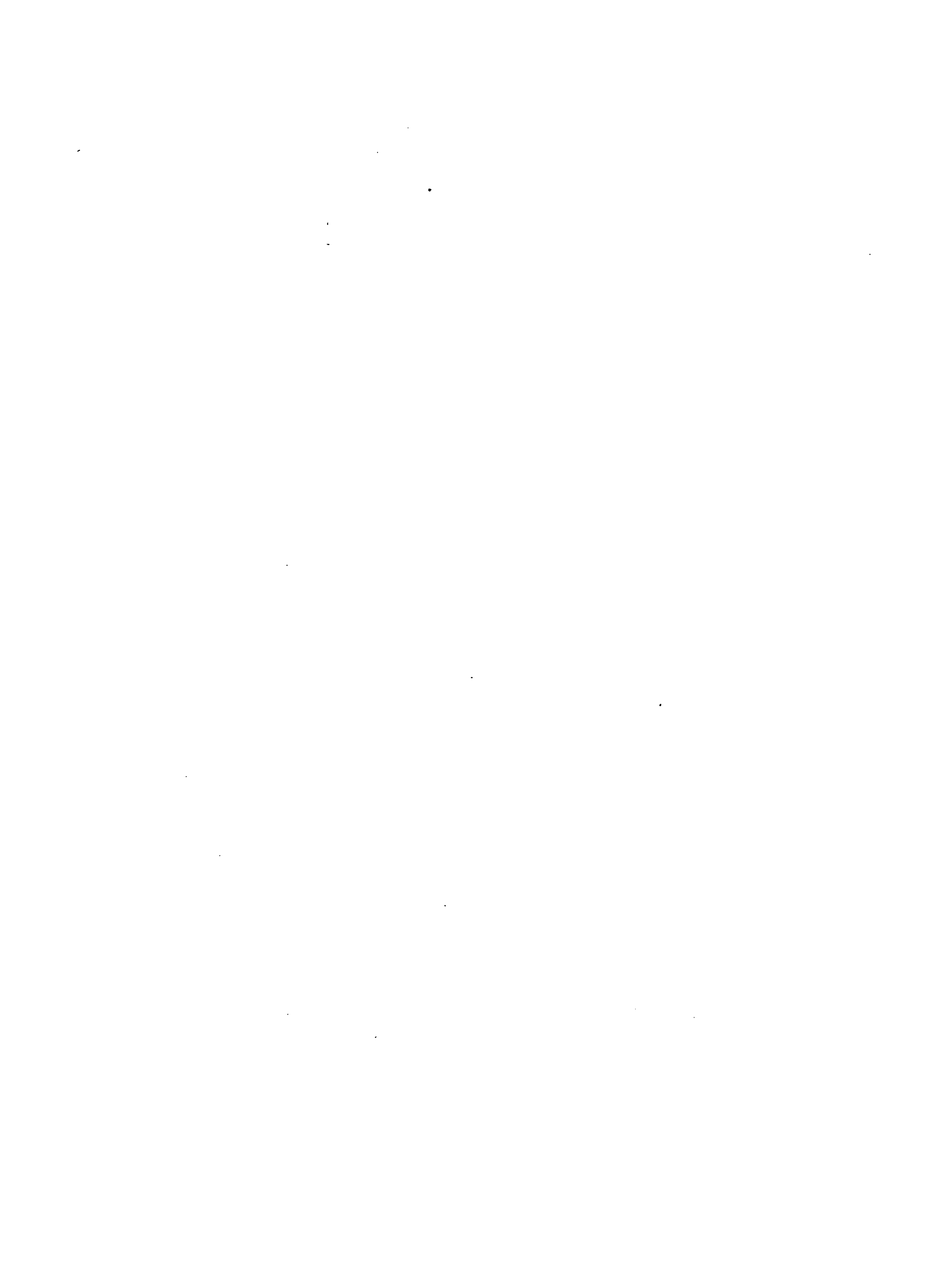

Fig. 3.
Fig. 3a
Fig. 4.
Fig. 3b
1:40.
1:200.
1:200.
Fig. 5.
Fig. 5c
Fig. 5a
1:375.
Fig. 5b
A-B
1:10.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 12.
Reg. Wasserst.
2,75
2,26
Fig. 11a
Steinpackung
1:80.

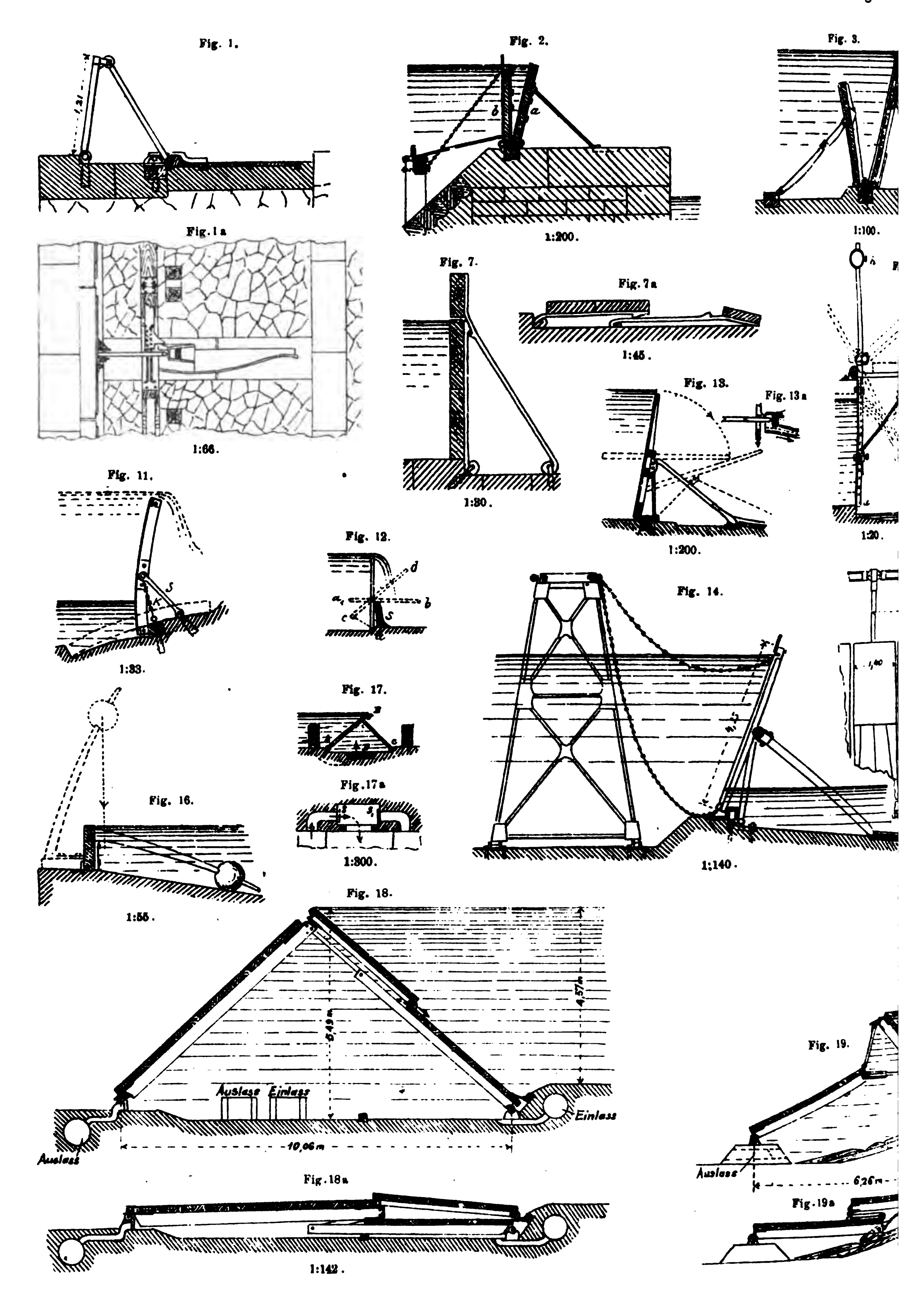



Fig. 1.
Fig. 1a.
Fig. 2.
1:100.
Fig. 6 d.
Kanal
Saar
1:10000.
1:80.
Fig. 7.
1:66.
Fig. 6.
1:215.
E-F
Fig. 6a.
A-B
Fig. 6b.
Fig. 6c.
C-D
1:215.
Fig. 8.
Fischpass
Der Oderstrom
Schiffsdurchlass
1:8333.
Fig. 8e.
Nadellehne
Fig. 8a.
1:30.
Fig. 8c.
Führungsschuh
1:30.


Fig. 3.
Fig 3a
1:300
Fig. 4.
a-b
1:100.
Fig. 5.
Beton
1:46.
Fig. 8d.
Fig. 8d.
1:10.
Fig. 5a.
Fig. 5b.
Fig. 5c.
1:20.
Fig. 5d.
Fig. 10.
O.W.
U.W.
Fig. 8b.
1:250.
Fig. 8a.
1:250.
Fig. 8c.
Hinterträger
Fig. 9.
Nadel geschlossen
Fig. 9a.
Nadel geöffnet
Fig. 9d.
1:20.
Fig. 9b.
Nadel geschloss.
Fig. 9c.
Nadel geöffnet.






Fig. 1.
1,21
Fig. 1a
1:66.
Fig. 2.
b
a
1:200.
Fig. 3.
1:100.
Fig. 7.
1:30.
Fig. 7a
1:45.
Fig. 13.
Fig. 13a
c
1:200.
1:20.
Fig. 11.
S
K
1:33.
Fig. 12.
d
b
c
a
S
Fig. 14.
1:140.
Fig. 16.
1:55.
Fig. 17.
Fig. 17a
1:800.
Fig. 18.
4,57m
5,49m
Auslass
Einlass
Auslass
Einlass
10,06m
Fig. 18a
1:142.
Fig. 19.
Auslass
6,26m
Fig. 19a

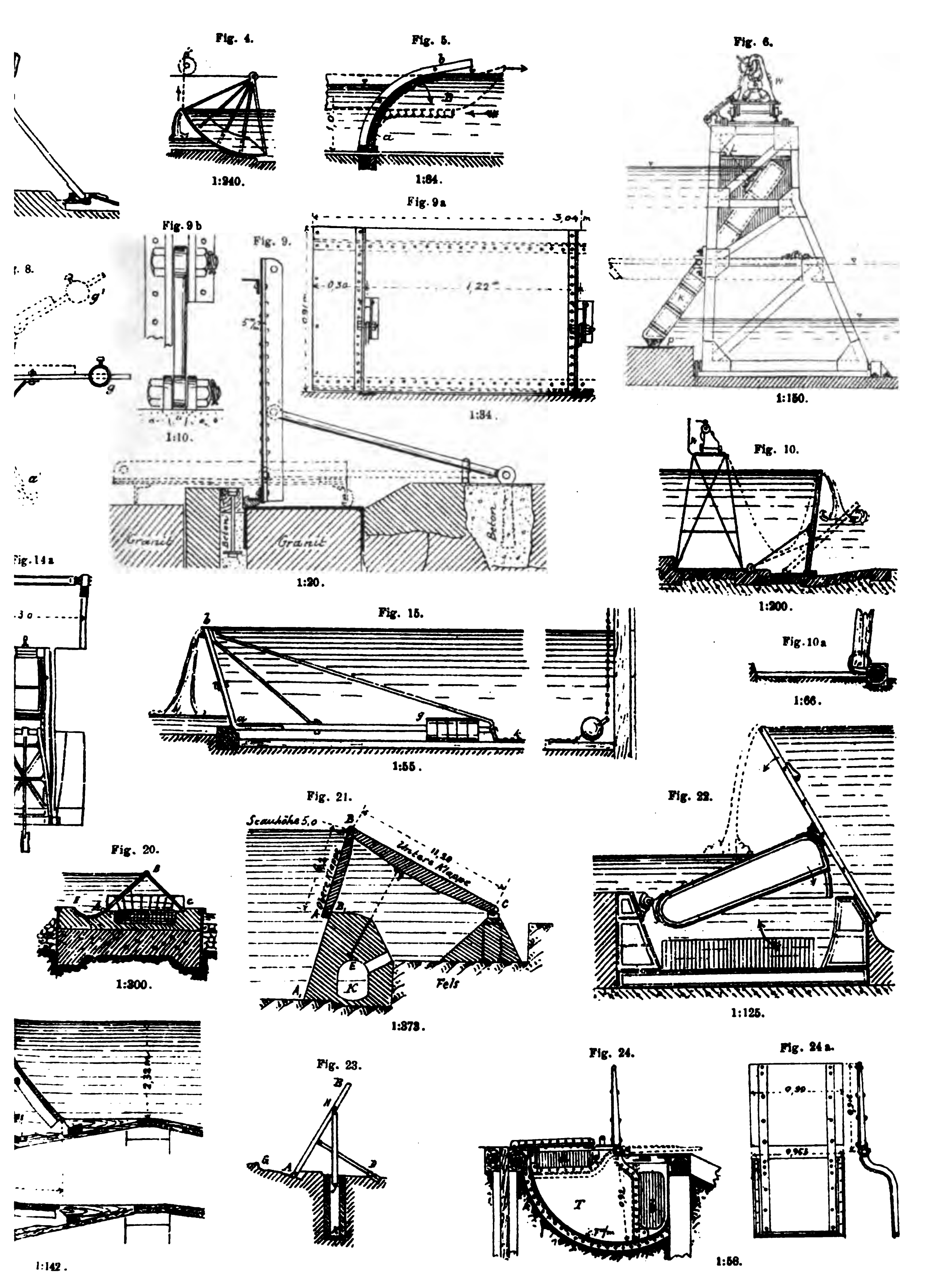
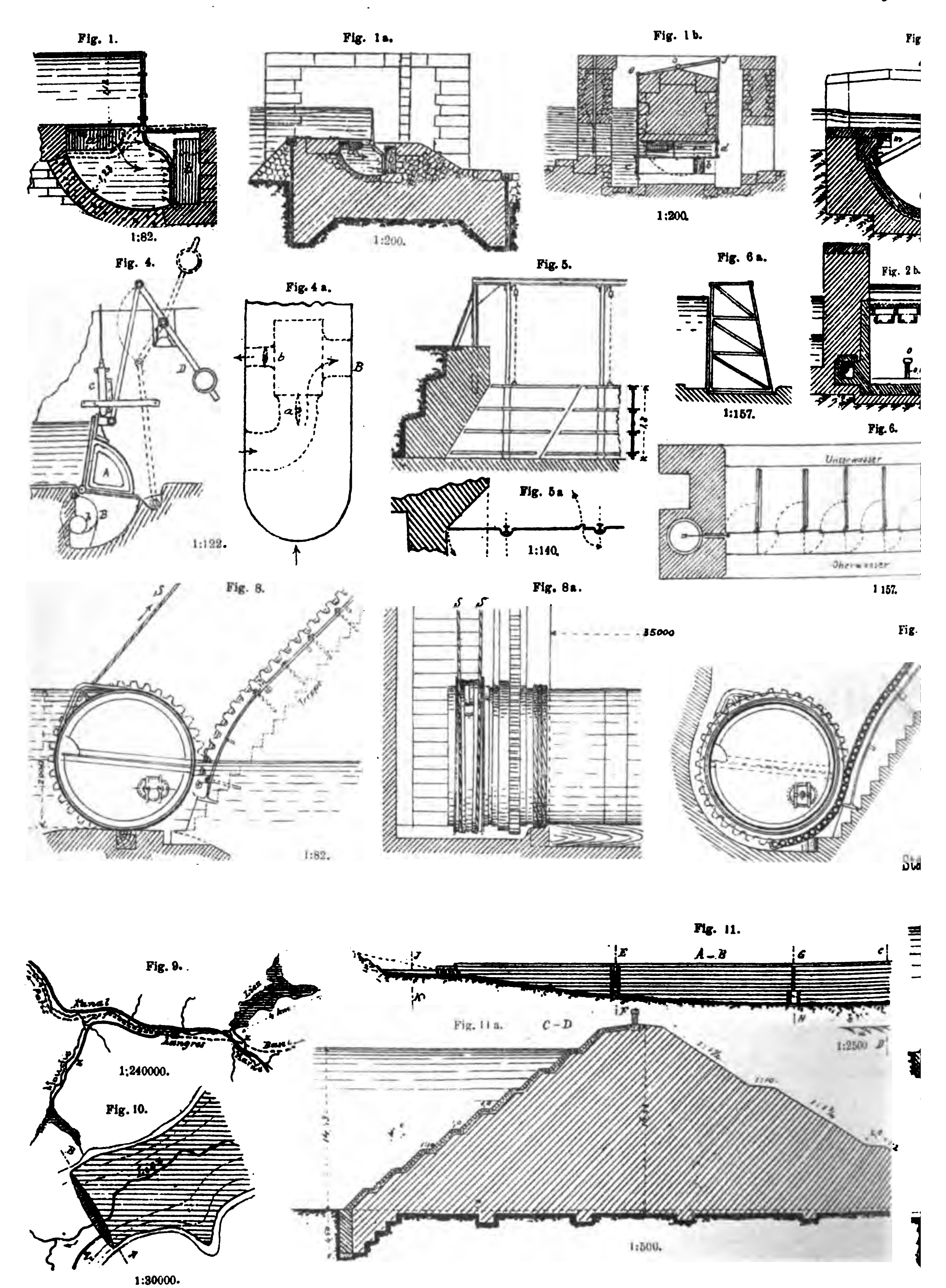
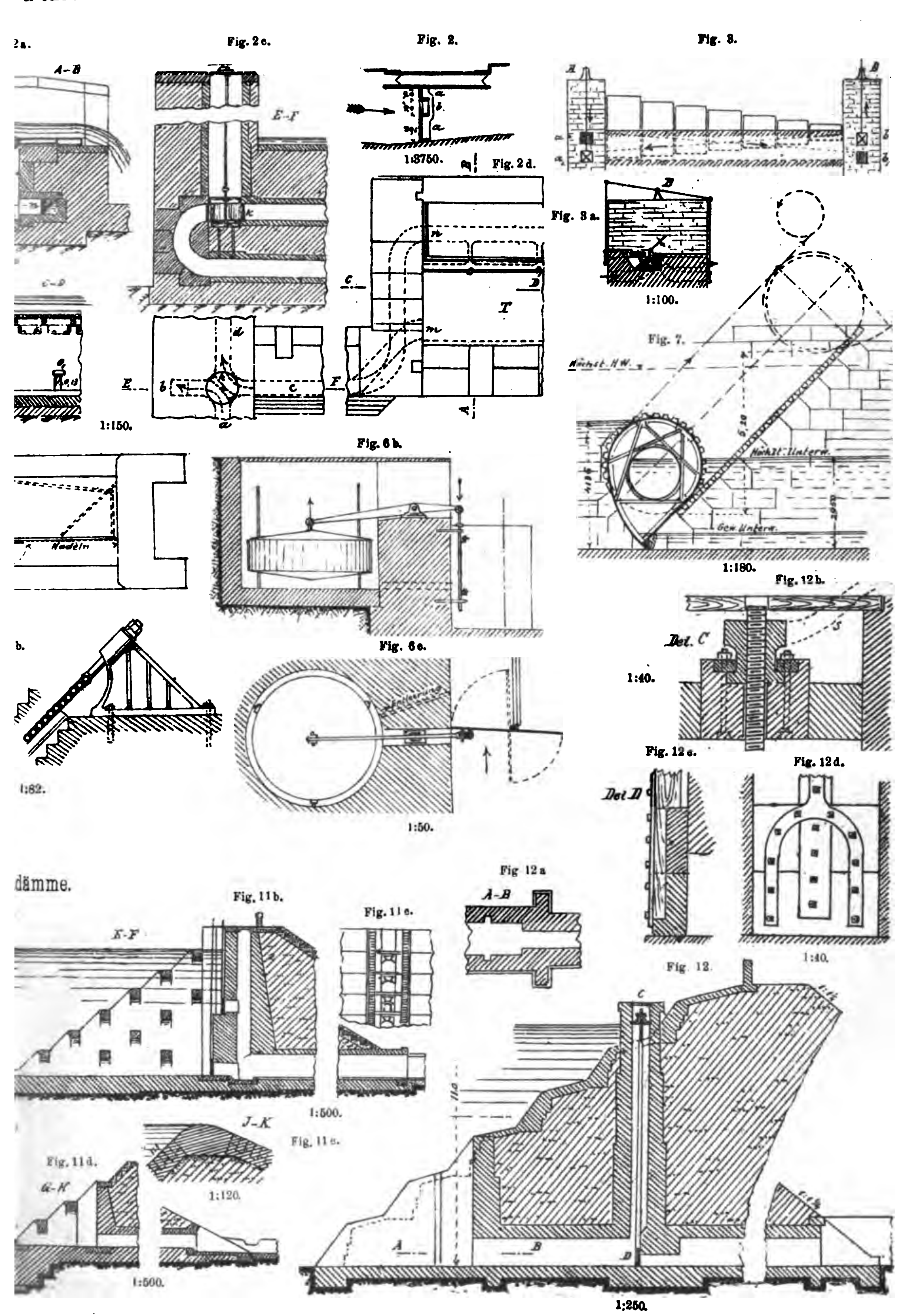
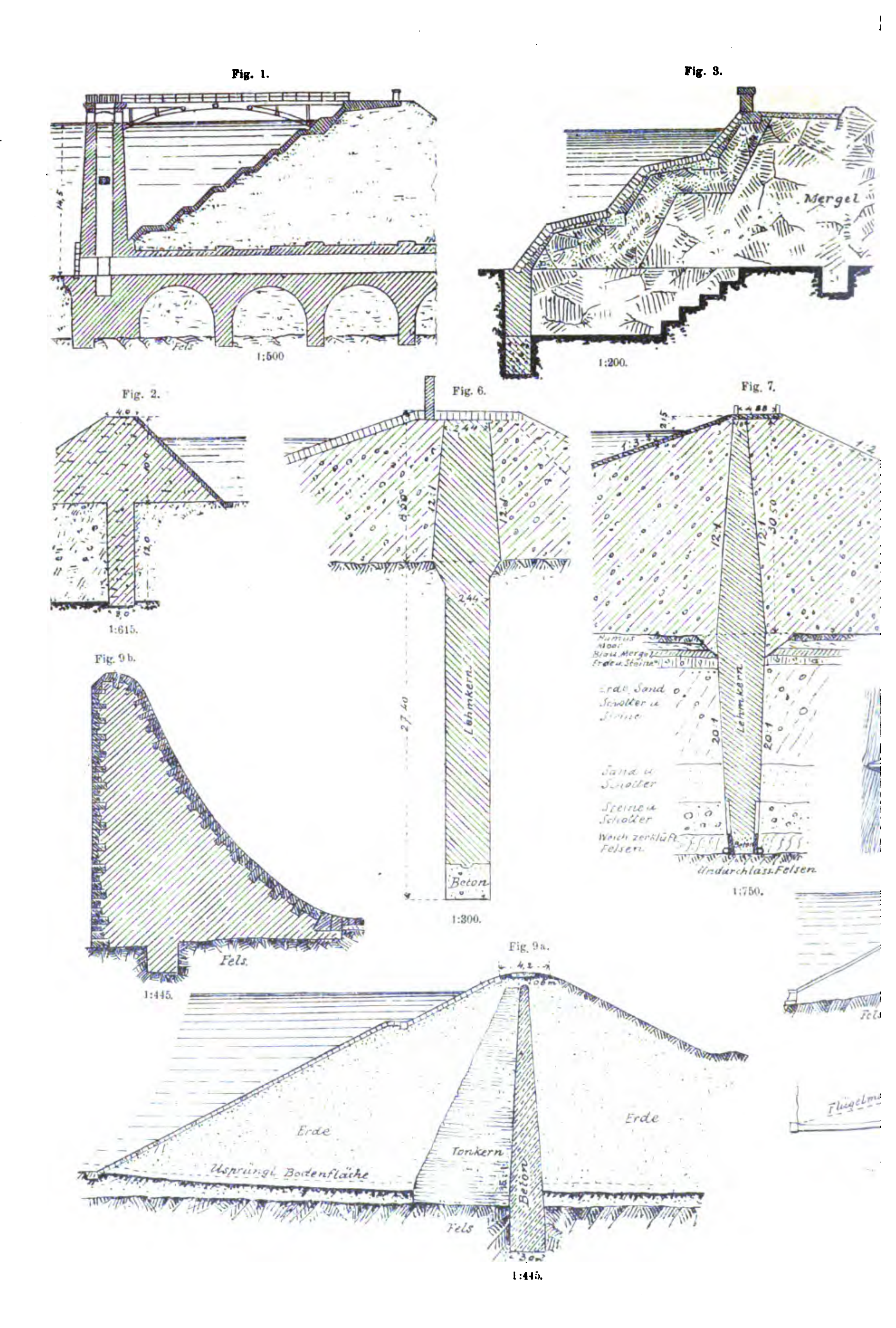


Fig. 4.
1:240.
Fig. 5.
1:84.
Fig. 6.
1:150.
Fig. 9a
3,04
1,22
1:34.
Fig. 9b
1:10.
Fig. 9.
Granit
Beton
1:20.
Fig. 10.
1:200.
Fig. 10a
1:66.
Fig. 15.
1:55.
Fig. 21.
Stauhöhe 5,0
Untere Klappe
Fels
1:373.
Fig. 22.
1:125.
Fig. 20.
1:300.
1:142.
Fig. 23.
Fig. 24.
Fig. 24a.
1:58.


Fig. 1.
1:82.
Fig. 1a.
1:200.
Fig. 1b.
1:200.
Fig. 4.
1:122.
Fig. 4 a.
Fig. 5.
Fig. 5a
1:140.
Fig. 6 a.
1:157.
Fig. 2 b.
Fig. 6.
Unterwasser
Oberwasser
1:157.
Fig. 8.
1:82.
Fig. 8a.
Fig. 9.
1:240000.
Langres
Fig. 10.
1:30000.
Fig. 11.
A–B
Fig. 11 a.
C–D
1:2500
1:500.


2a.
Fig. 2c.
Fig. 2.
Fig. 3.
A-B
E-F
1:3750.
Fig. 2d.
Fig. 3a.
1:100.
Fig. 7.
1:150.
Fig. 6b.
Nadeln
1:180.
Fig. 12b.
Det. C
1:40.
b.
Fig. 6c.
1:82.
Fig. 12c.
Fig. 12d.
Det. D
1:50.
dämme.
Fig 12a
Fig. 11b.
Fig. 11c.
1:40.
Fig. 12.
1:500.
J-K
Fig. 11e.
Fig. 11d.
G-H
1:120.
1:500.
1:250.


Fig. 1.
Fels
1:500
Fig. 3.
Mergel
1:200.
Fig. 2.
1:615.
Fig. 6.
Lehmkern
Beton
1:300.
Fig. 7.
Humus
Moor
Blau Mergel
Erde u. Steine
Erde, Sand, Schotter u. Steine
Lehmkern
Sand u. Schotter
Steine u. Schotter
Weich zerklüft. Felsen
Undurchlass. Felsen
1:750.
Fig. 9 b.
Fels.
1:445.
Fig. 9 a.
Erde
Tonkern
Erde
Usprüngl. Bodenfläche
Beton
Fels
1:445.

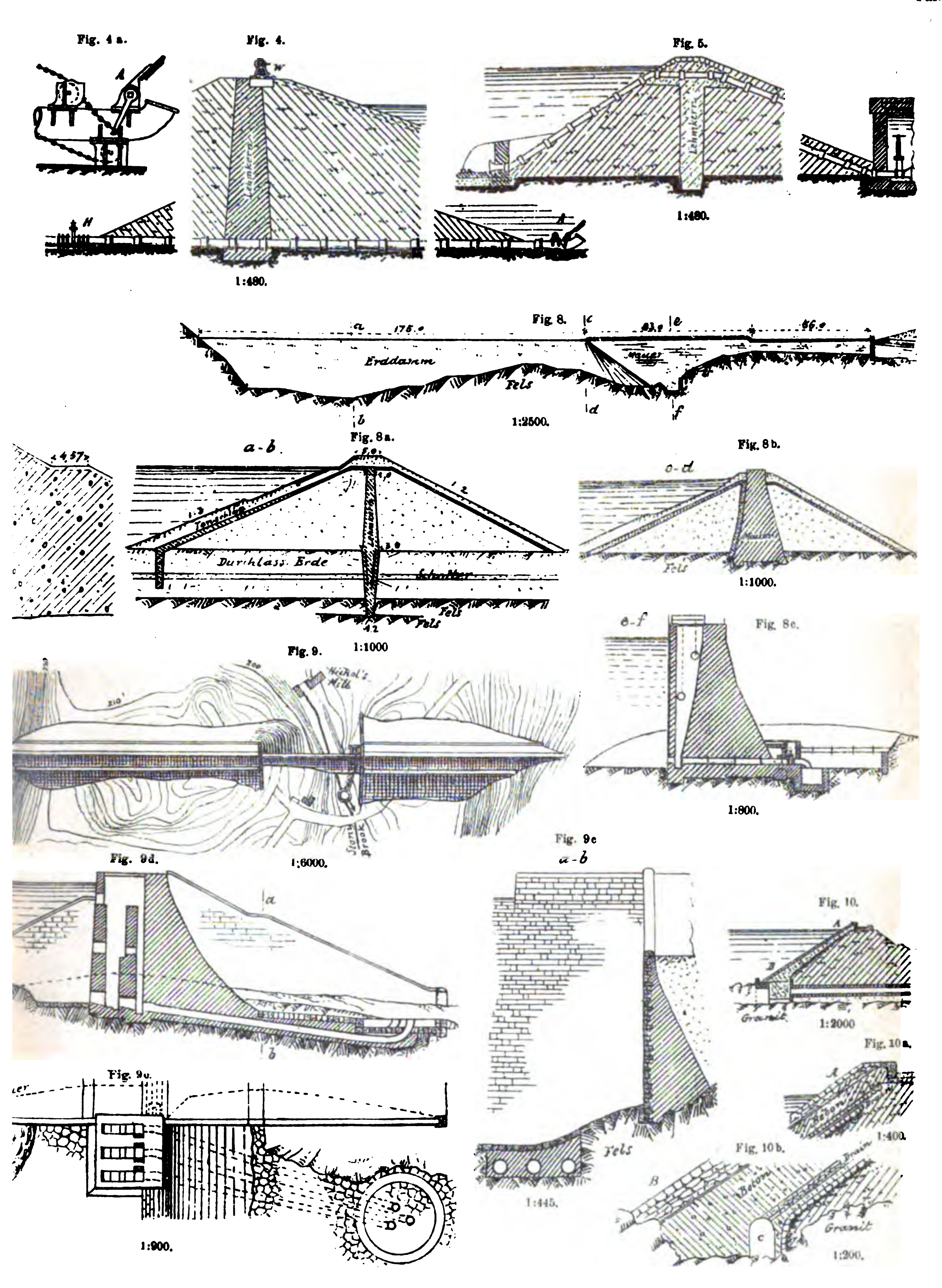
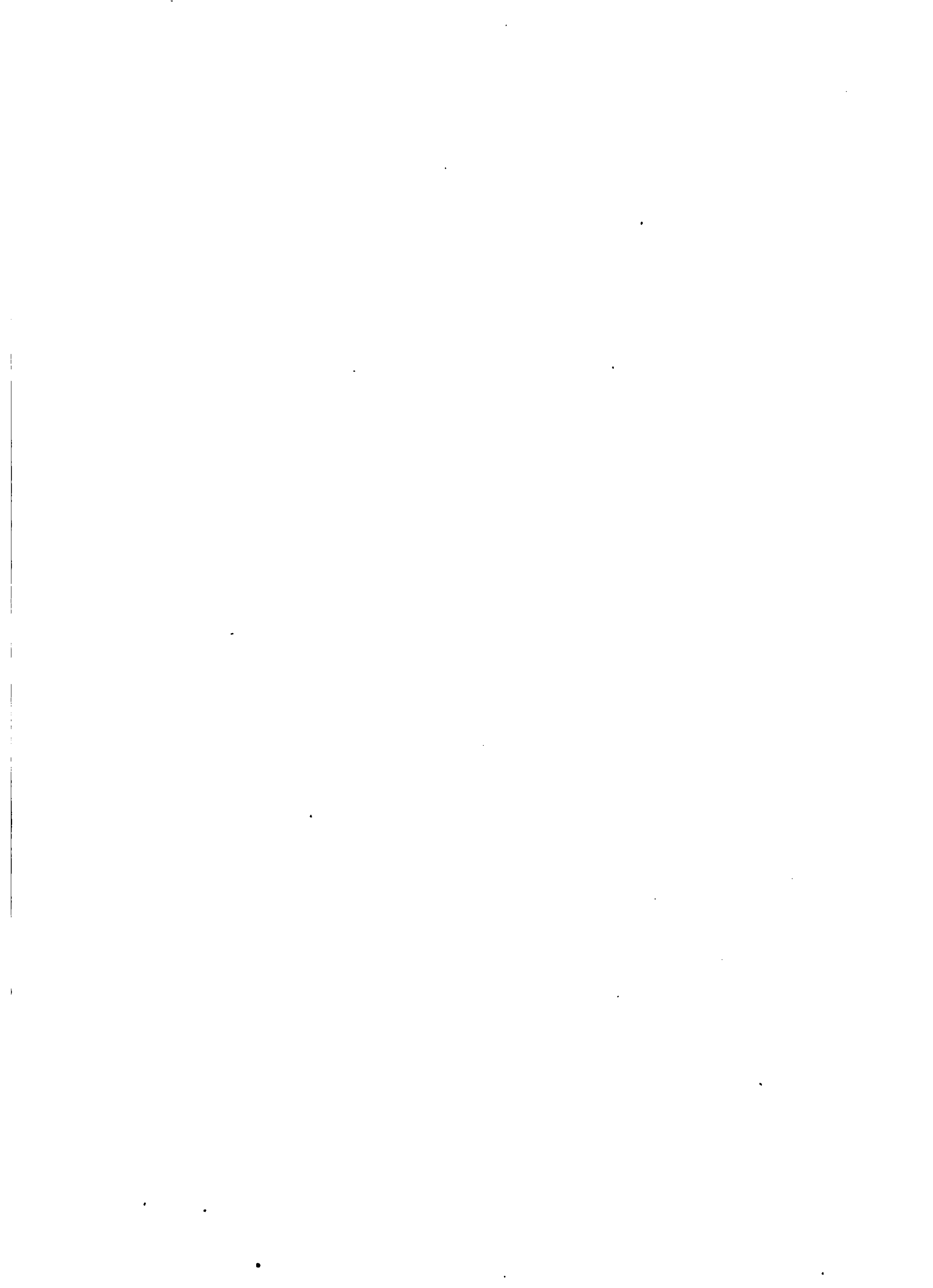
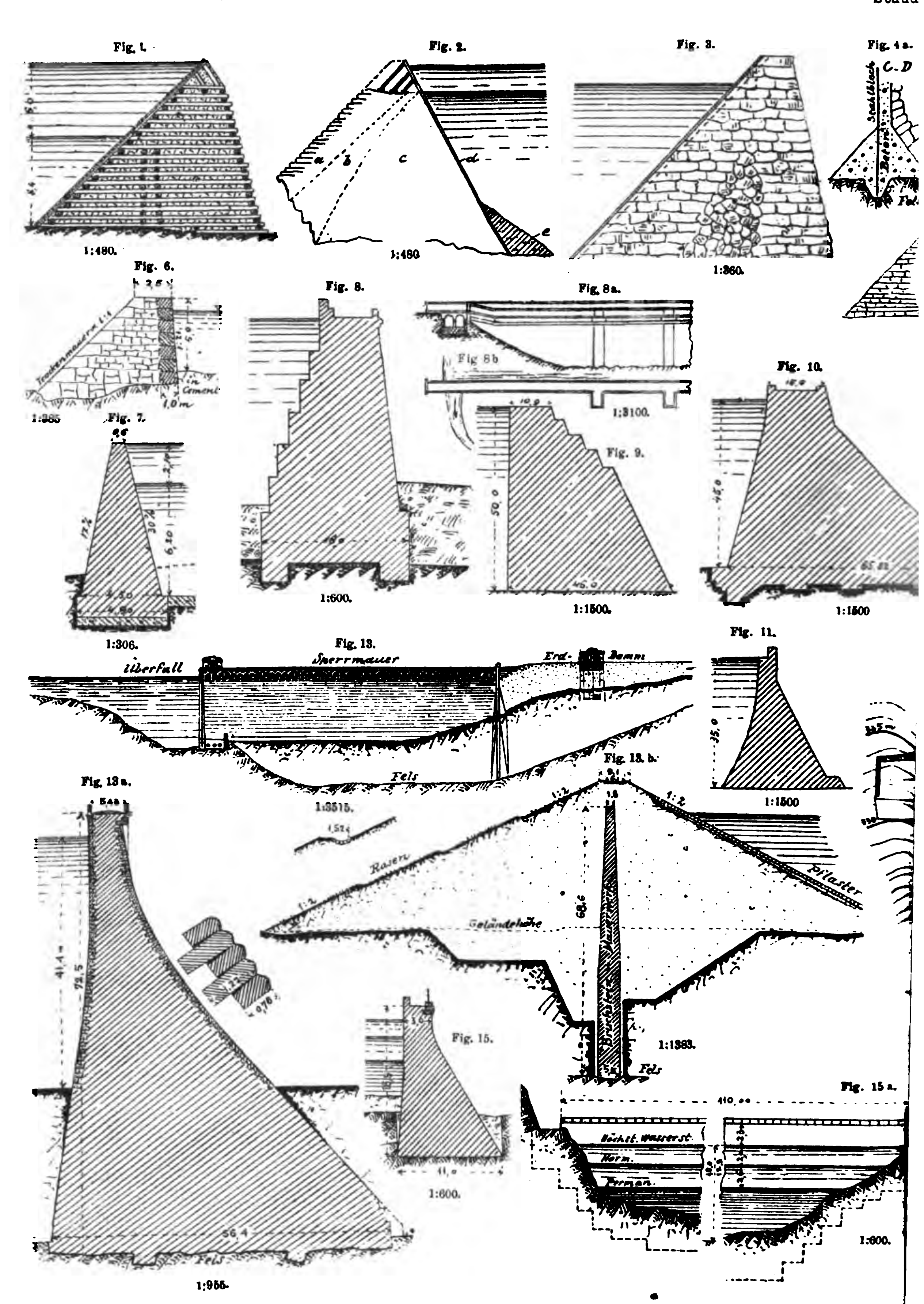
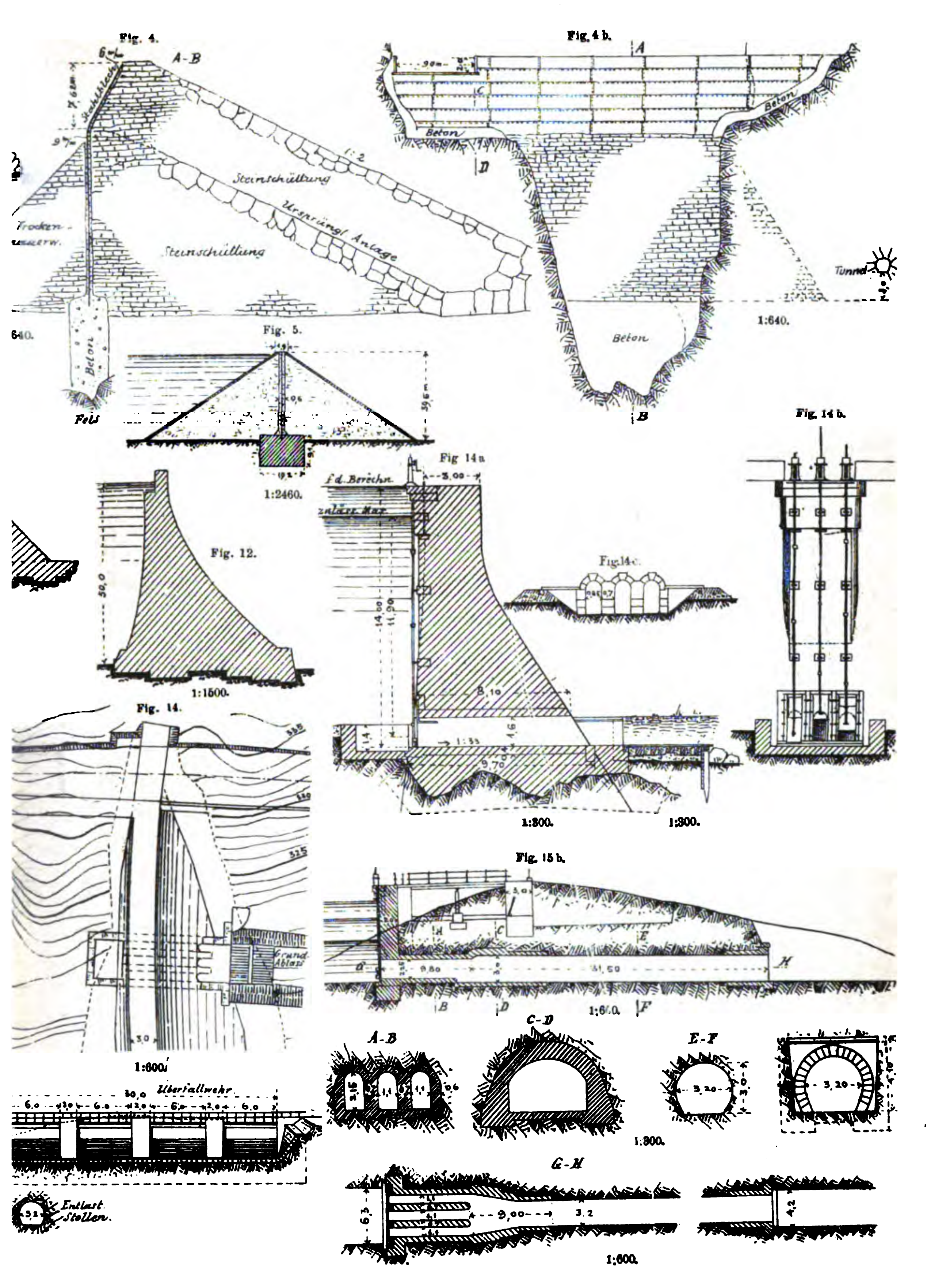
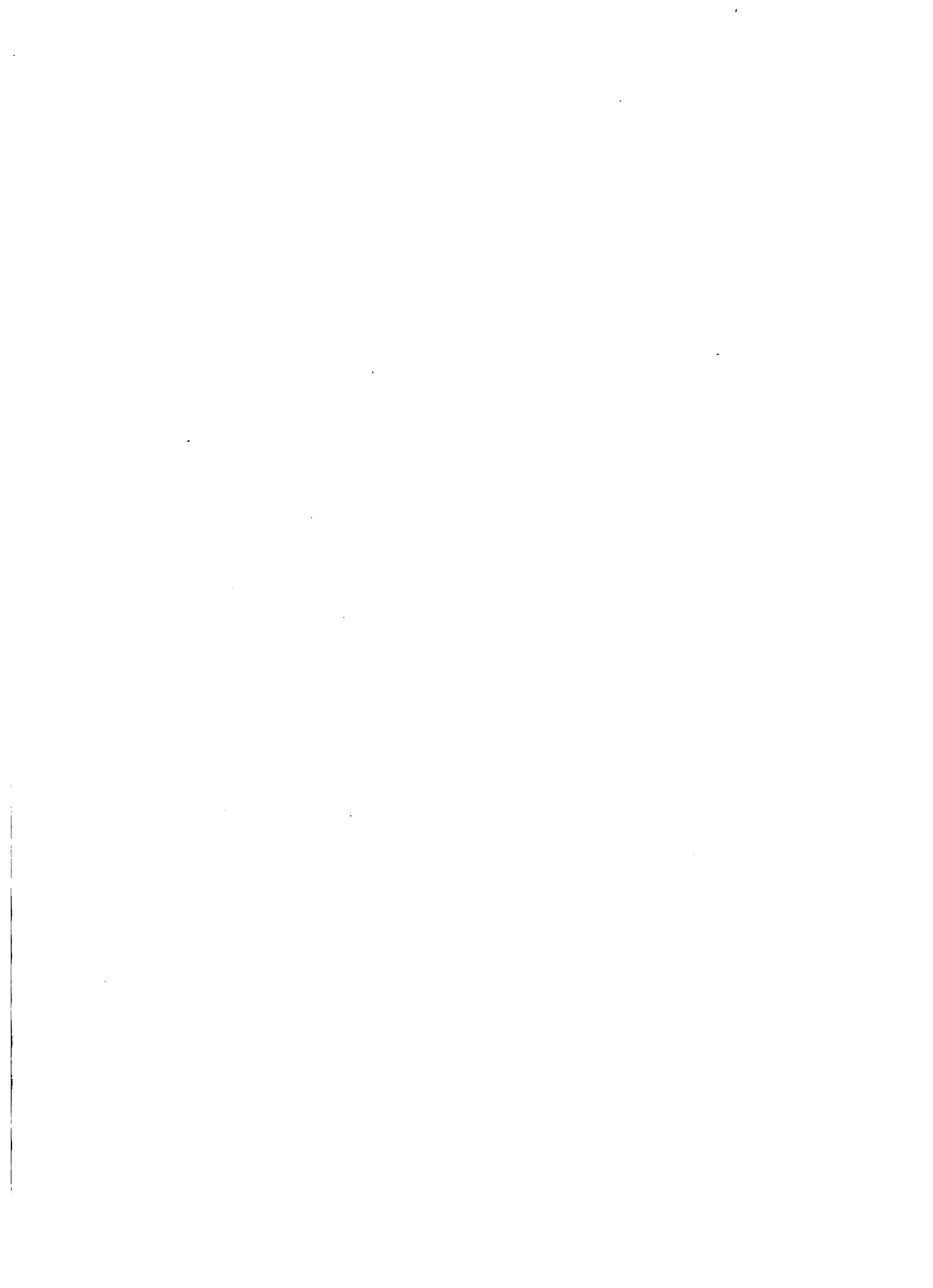


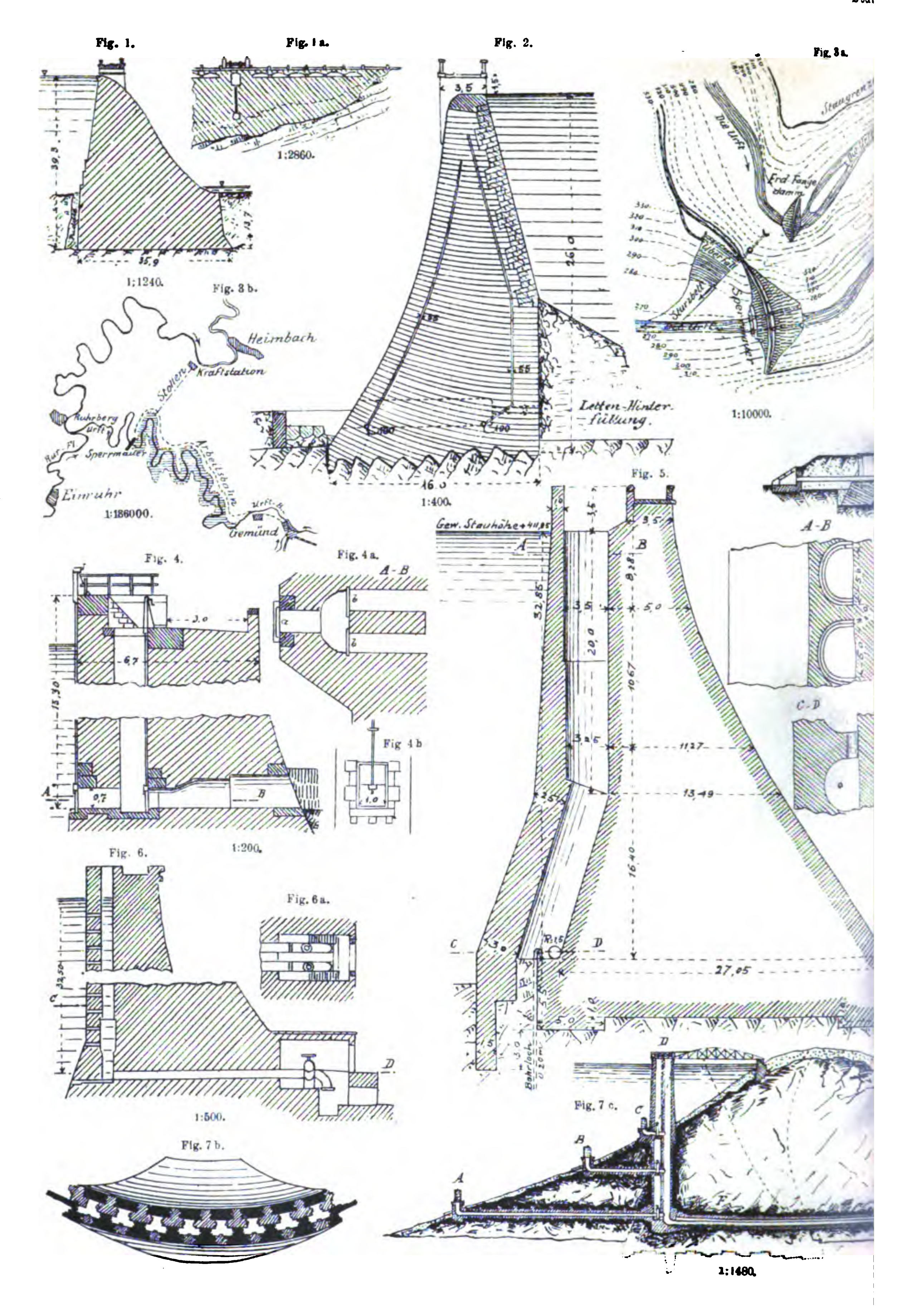
Fig. 4 a.
Fig. 4.
Fig. 5.
1:480.
1:480.
Fig. 8.
Erddamm
Fels
1:2500.
Fig. 8 a.
a-b
Durchlass Erde
Schotter
Fels
1:1000
Fig. 8 b.
c-d
Fels
1:1000.
e-f
Fig. 8c.
1:800.
Fig. 9.
1:6000.
Fig. 9d.
Fig. 9e
a-b
Fels
1:445.
Fig. 9c.
1:900.
Fig. 10.
Granit
1:2000
Fig. 10 a.
1:400.
Fig. 10 b.
Beton
Granit
1:200.

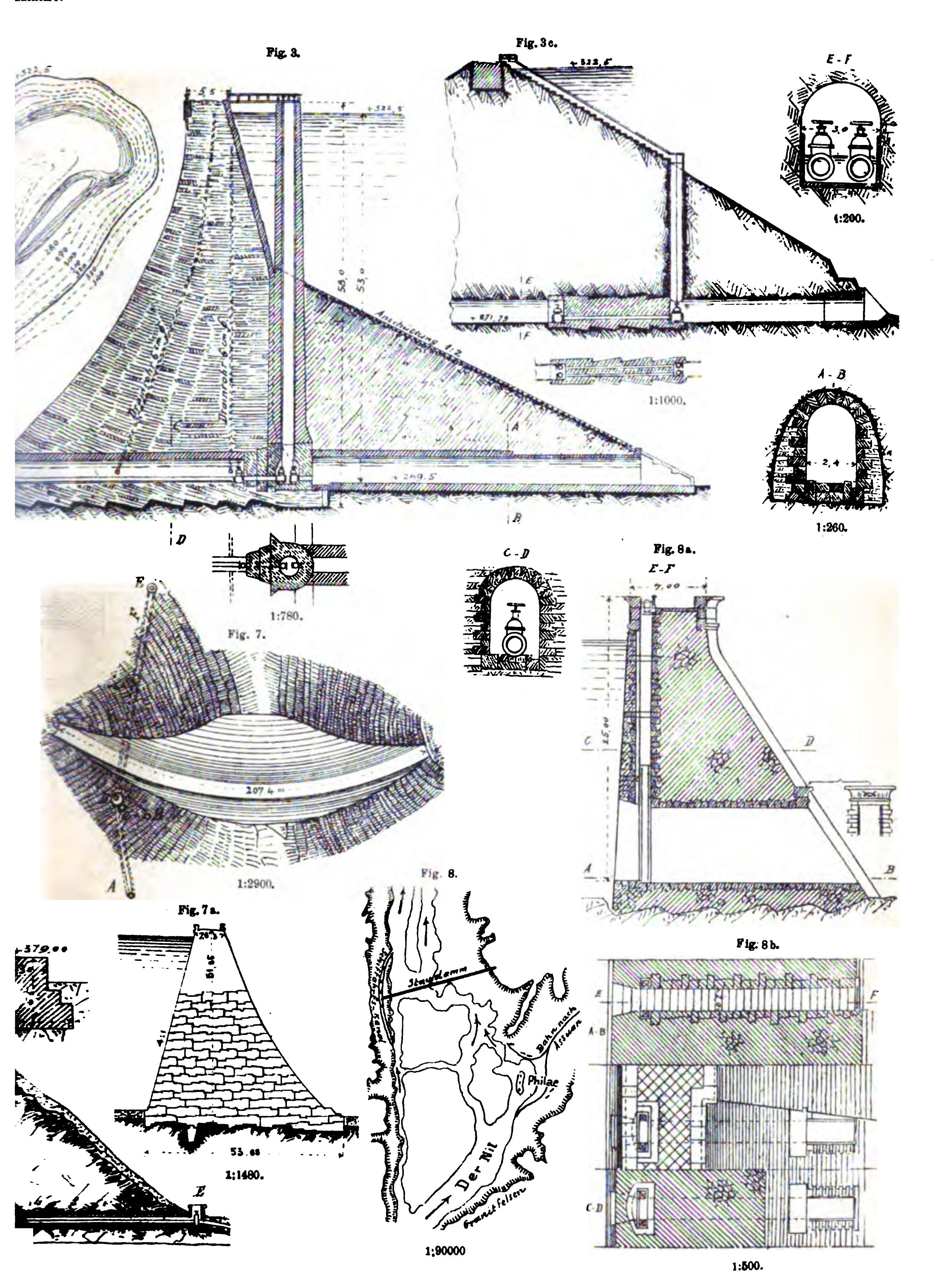



Fig. 1.
1:480.
Fig. 2.
a
b
c
d
e
1:480
Fig. 3.
1:360.
Fig. 4 a.
C. D
Fig. 6.
Trockenmauer
in Cement
1,0 m
1:385
Fig. 7.
1:306.
Fig. 8.
1:600.
Fig. 8 a.
Fig. 8 b
1:3100.
Fig. 9.
50,0
46,0
1:1500.
Fig. 10.
45,0
1:1500
Fig. 13.
Überfall
Sperrmauer
Erd-Damm
Fels
1:3515.
Fig. 11.
35,0
1:1500
Fig. 13 a.
41,4
72,5
56,4
Fels
1:955.
Fig. 13. b.
1:2
Rasen
Pflaster
Geländehöhe
68,6
Bruchstein-Mauerwerk
1:1383.
Fels
Fig. 15.
11,0
1:600.
Fig. 15 a.
410,00
Höchst. Wasserst.
Norm.
Perman.
1:600.

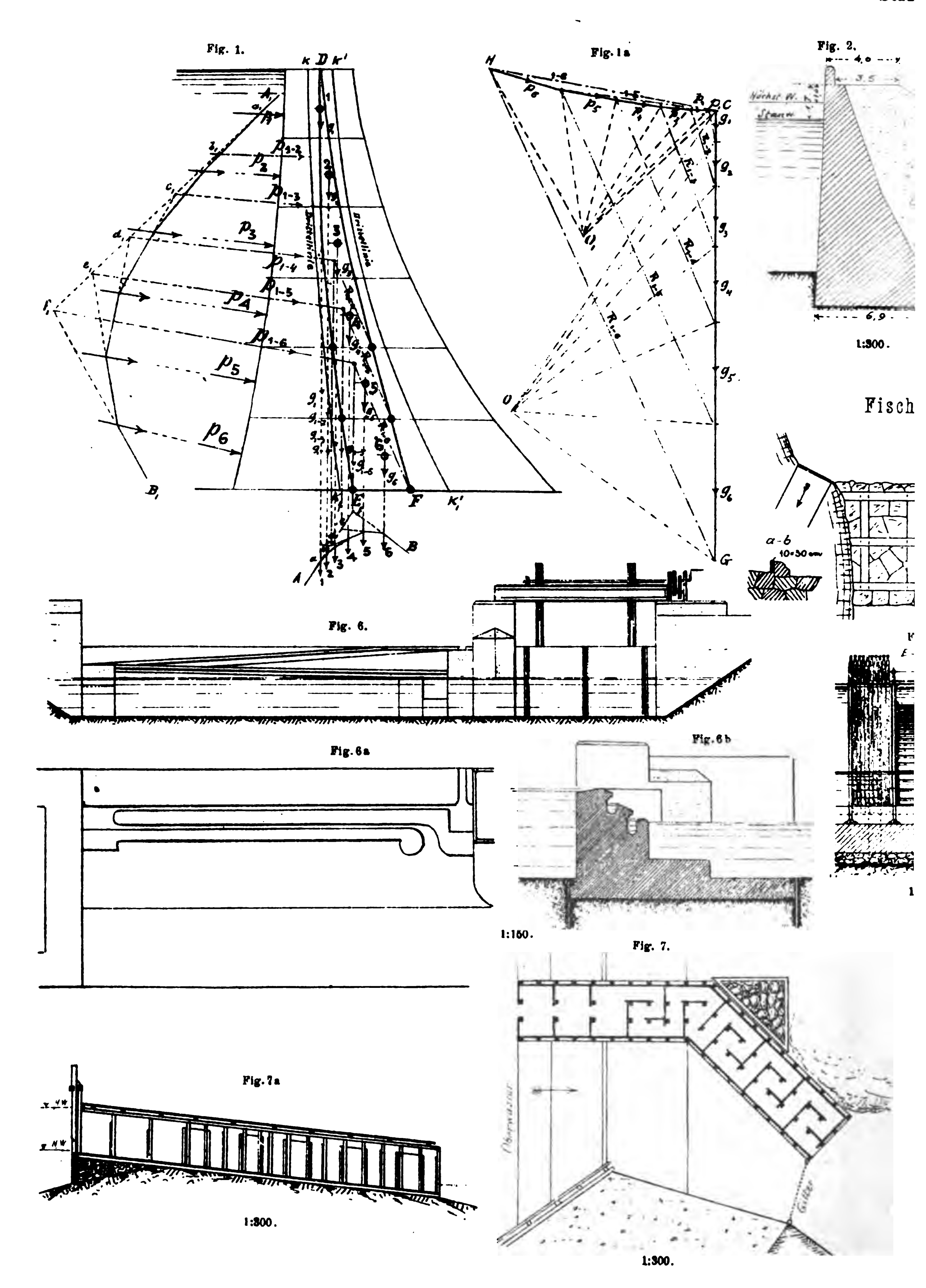

Fig. 4.
A-B
Steinschüttung
Ursprüngl. Anlage
1:2
Trocken-
Beton
Fels
Fig. 4 b.
Beton
Tunnel
1:640.
Fig. 5.
1:2460.
Fig. 12.
50,0
1:1500.
Fig 14 a
f. d. Berechn.
zuläss. Max.
3,00
14,00
11,90
8,10
1:3,3
9,70
1:300.
1:300.
Fig. 14 b.
Fig. 14 c.
Fig. 14.
335
330
325
Grund-Ablass
1:600.
Überfallwehr
30,0
6,0
Entlast. Stollen.
Fig. 15 b.
9,80
31,50
1:600.
A-B
C-D
E-F
3,20
1:300.
G-H
9,00
3,2
6,3
4,2
1:600.

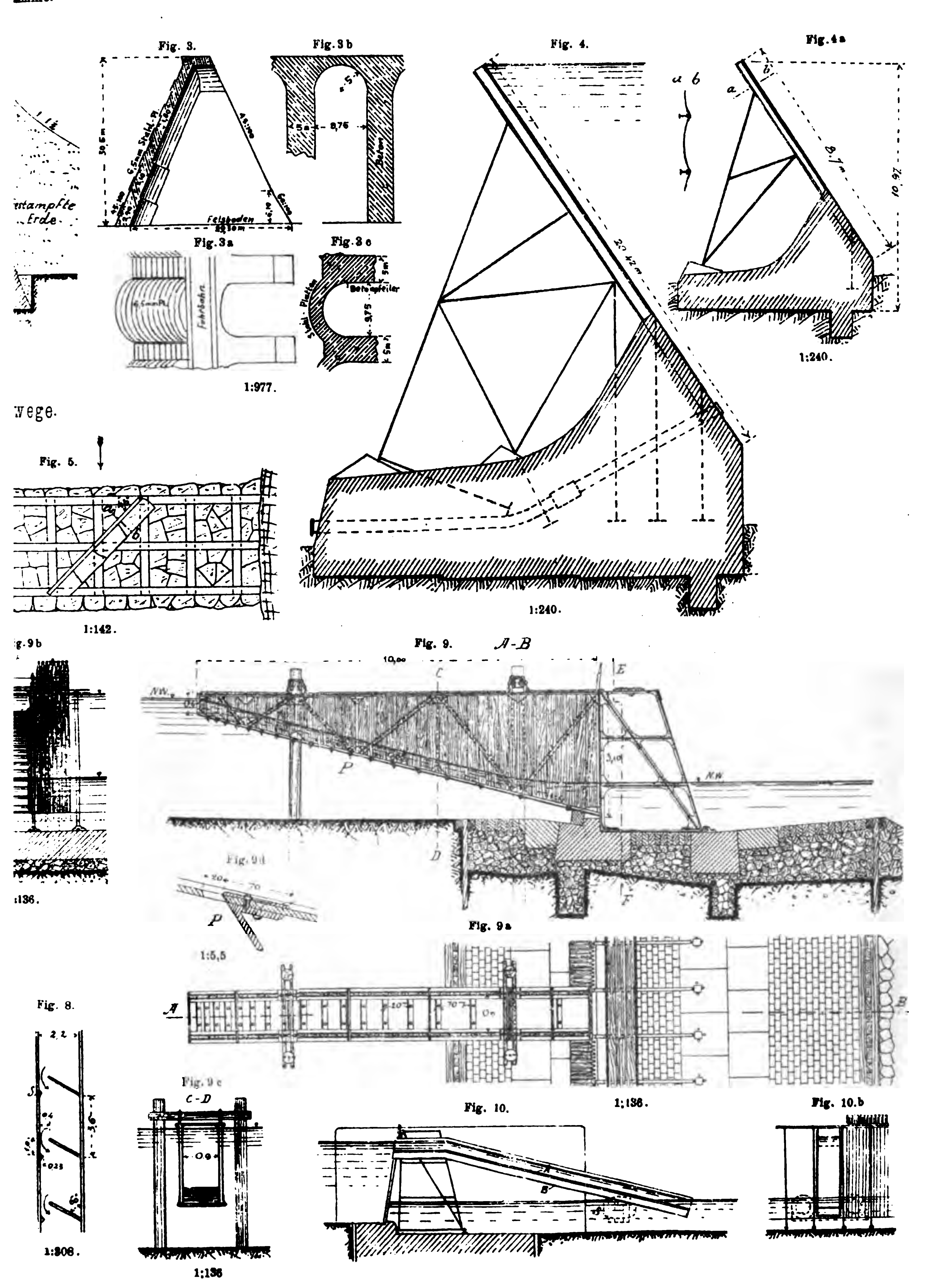


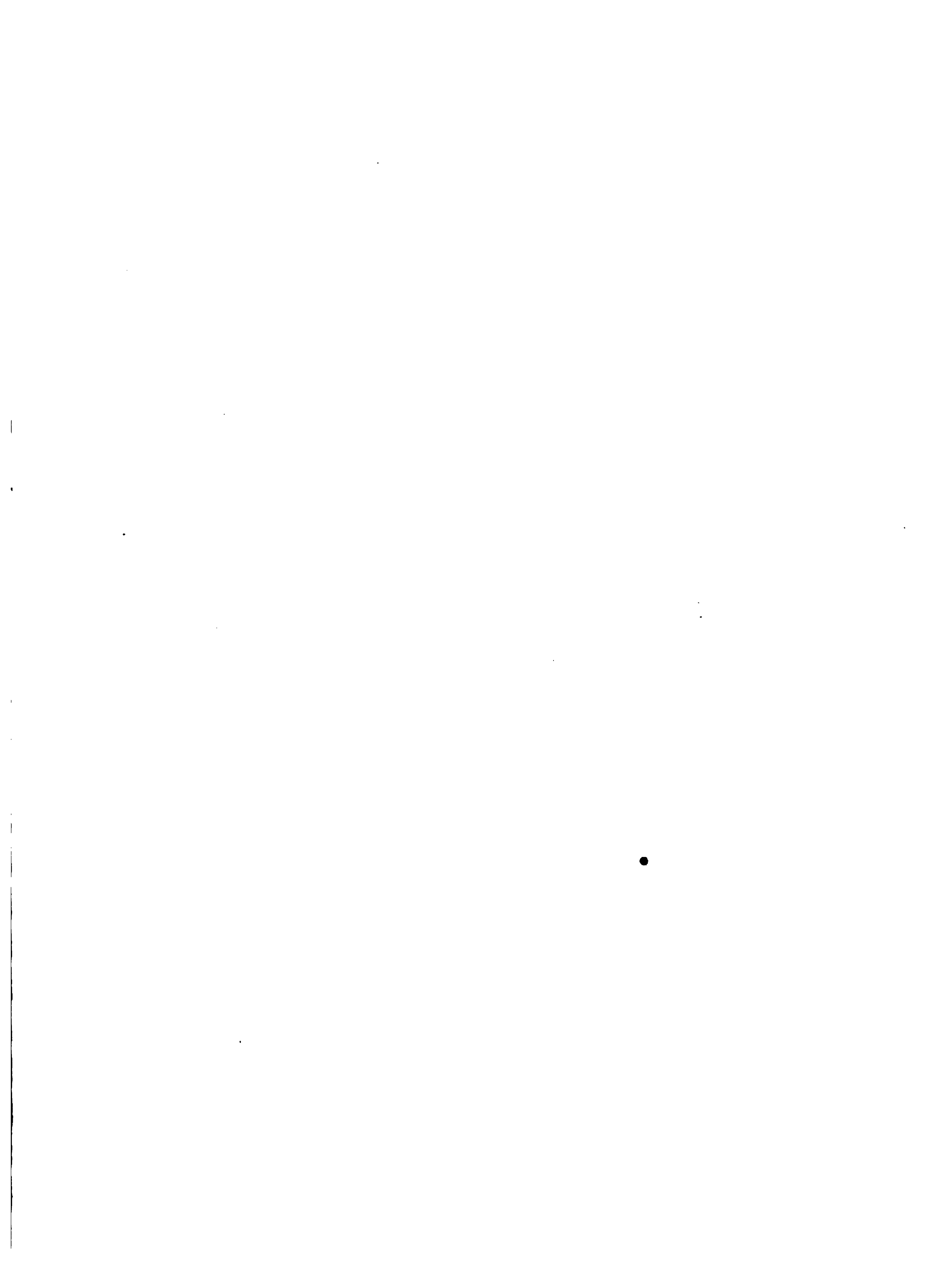

Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 2.
Fig. 3 a.
1:1240.
1:2860.
1:400.
1:10000.
Fig. 3 b.
Heimbach
Kraftstation
Stollen
Sperrmauer
Einruhr
Gemünd
1:186000.
Letten-Hinterfüllung.
Fig. 5.
Gew. Stauhöhe +41,85
A-B
C-D
Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig 4 b
1:200.
Fig. 6.
Fig. 6 a.
1:500.
Fig. 7 b.
Fig. 7 c.
1:1460.

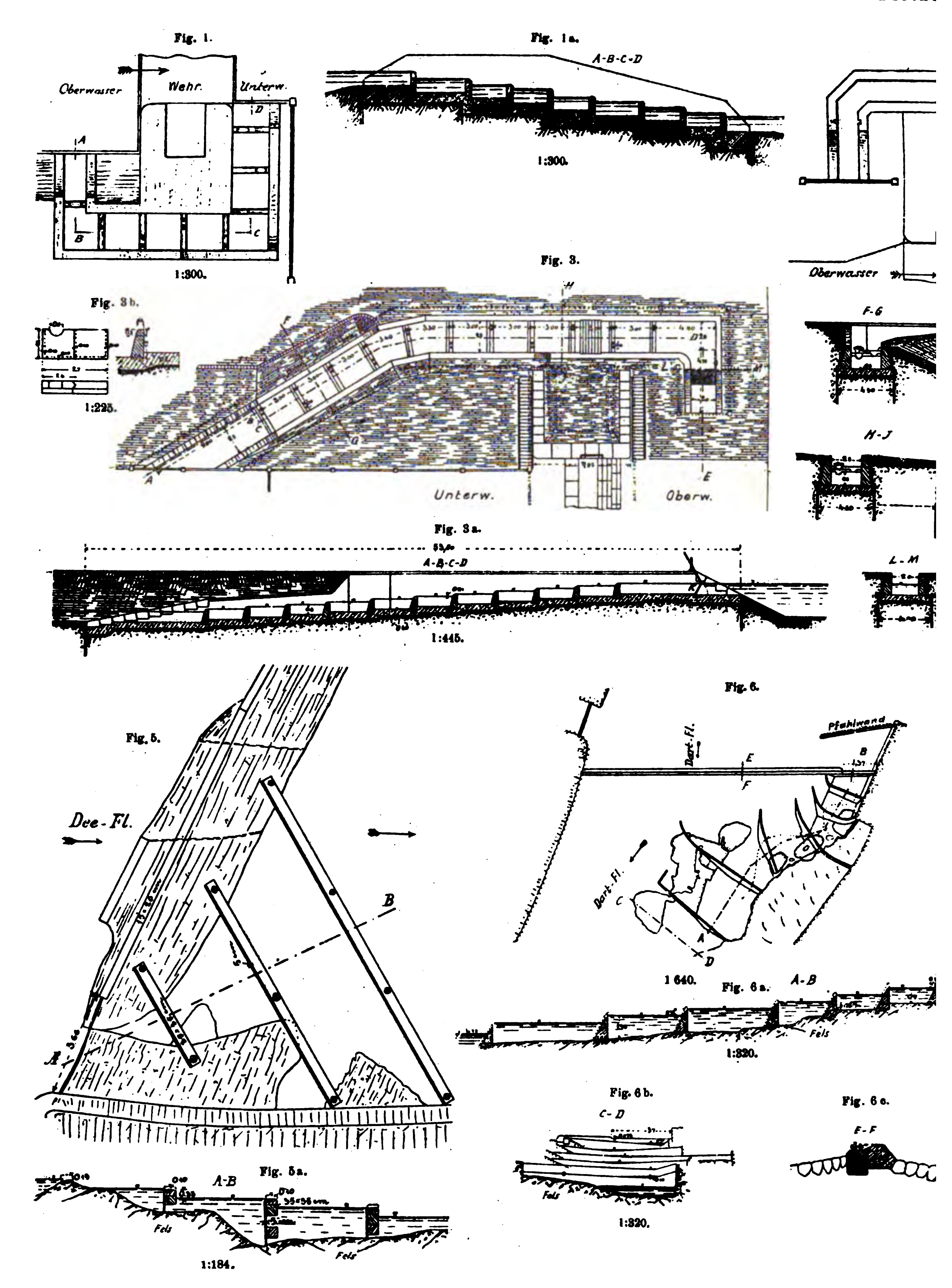

Fig. 3.
Fig. 3c.
E-F
1:200.
Anschüttung 1:2
1:1000.
A-B
1:260.
D
1:780.
Fig. 7.
C-D
Fig. 8a.
E-F
1:2900.
Fig. 8.
Fig. 7a.
Staudamm
Bahn nach Assuan
Philae
Der Nil
Granitfelsen
1:1480.
Fig. 8b.
1:90000
1:500.

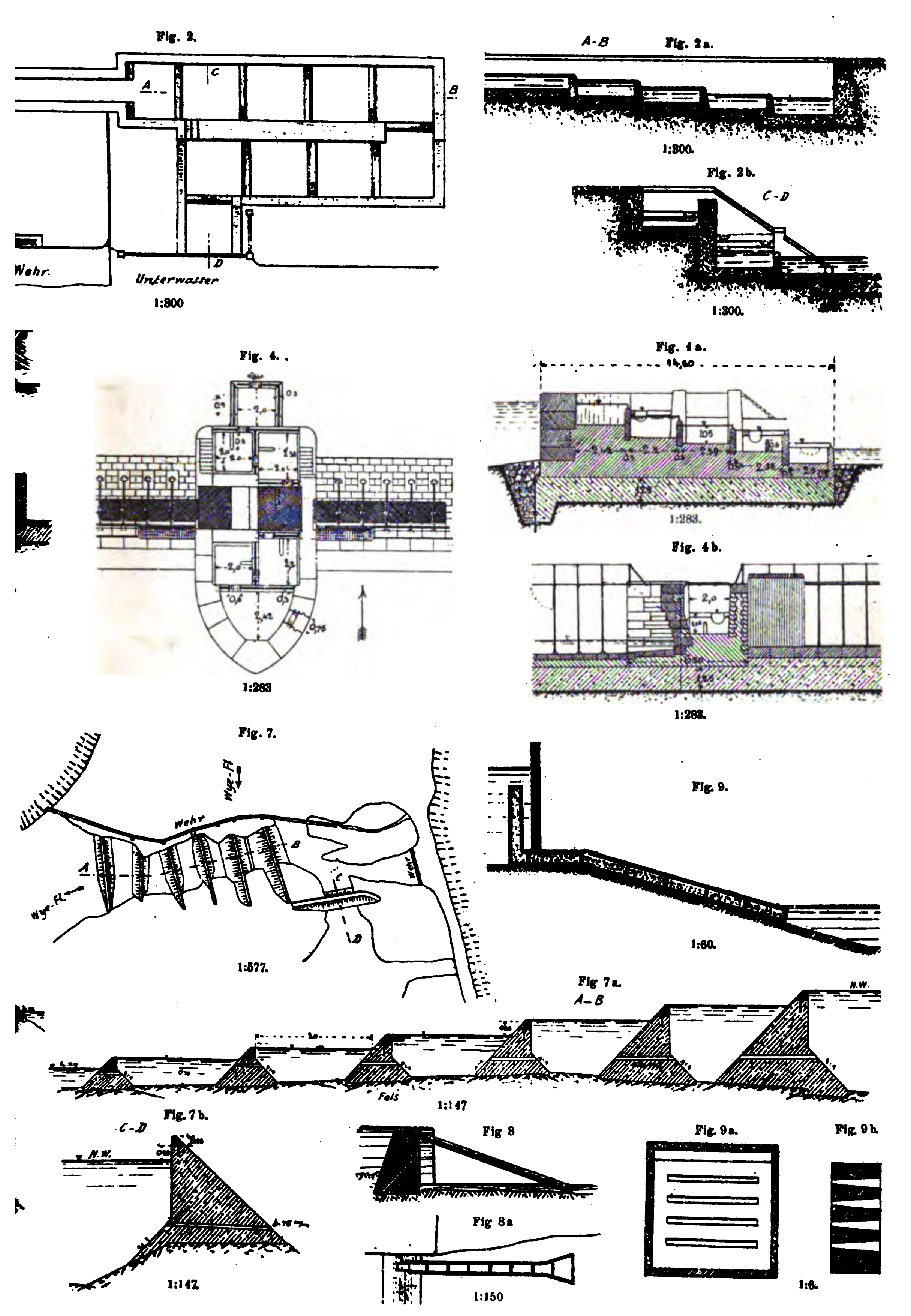



Fig. 1.
Fig. 1a
Fig. 2.
Höchst W.
Stauw.
4,0
3,5
6,9
1:300.
Fisch
a-b
10×30 cm
Fig. 6.
Fig. 6a
Fig. 6b
1:150.
Fig. 7.
Fig. 7a
1:300.
Oberwasser
Gitter
1:300.


Fig. 3.
Fig. 3 b
Fig. 4.
Fig. 4 a
Fig. 3 a
Fig. 3 c
Fahrbahn
Betonpfeiler
Felsboden
1:977.
1:240.
stampfte Erde
wege.
Fig. 5.
1:142.
Fig. 9 b
1:136.
Fig. 9.
A-B
10,00
NW.
P
Fig. 9 d
1:5,5
Fig. 9 a
1;136.
Fig. 8.
1:306.
Fig. 9 c
C-D
1;136
Fig. 10.
Fig. 10.b




Fig. 1.
Oberwasser
Wehr.
Unterw.
1:300.
Fig. 1a.
A-B-C-D
1:300.
Oberwasser
F-G
H-J
Fig. 3.
Unterw.
Oberw.
Fig. 3b.
1:225.
Fig. 3a.
A-B-C-D
1:445.
L-M
Fig. 5.
Dee-Fl.
Fig. 5a.
A-B
Fels
1:184.
Fig. 6.
Pfahlwand
Dart-Fl.
1 640.
Fig. 6a.
A-B
Fels
1:320.
Fig. 6b.
C-D
Fels
1:320.
Fig. 6c.
E-F


Fig. 2.
A
B
C
D
Wehr.
Unterwasser
1:300
A-B
Fig. 2a.
1:300.
Fig. 2b.
C-D
1:300.
Fig. 4.
1:283
Fig. 4a.
1:283.
Fig. 4b.
1:283.
Fig. 7.
Wehr
1:577.
Fig. 9.
1:60.
Fig 7a.
A-B
N.W.
Fels
1:147
Fig. 7b.
C-D
N.W.
1:147
Fig 8
Fig 8a
1:150
Fig. 9a.
Fig. 9b.
1:6.

DER

WASSERBAU

FÜR STUDIERENDE UND PRAKTIKER

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR AN DER FINNLÄND. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN HELSINGFORS.

ZWEITE AUFLAGE

MIT 29 TEXTFIGUREN UND 23 TAFELN.

LEIPZIG

A. TWIETMEYER

1908.

KUOPIO 1908.
GEDRUCKT BEI KIRJAPAINO „SANAN VALTA“.

Vorwort zur zweiten Auflage.

Bei der Ausarbeitung der vorliegenden zweiten Auflage des zweiten Teiles dieses Werkes wurde wie bei der neuen Auflage des ersten Teiles unter Beibehaltung der früheren Einteilung und allgemeinen Behandlungsweise des Stoffes eine zeitgemässe Vervollkommnung des Inhaltes angestrebt, dahin gehend, dass der Stoff unter möglichster Berücksichtigung der neueren Fortschritte der Technik umgearbeitet und erweitert wurde. Dabei wurde wieder ein besonderes Gewicht darauf gelegt, das Werk namentlich durch Vorführung von kurz besprochenen charakteristischen Beispielen und Erfahrungen aus der Praxis, sowie durch gelegentliche Literaturangaben zum weiteren Vertiefen in den Gegenstand, für Studierende und Praktiker möglichst lehrreich und nützlich zu gestalten. Zu diesem Zwecke sind auch in diesem Teile die zahlreichen Abbildungen möglichst einfach und in angegebenem Masstab dargestellt.

In Anbetracht der in neuerer Zeit immer mehr hervortretenden Wichtigkeit der Assanierung der Städte und der raschen Fortschritte der Technik auf diesem Gebiete, wurden namentlich die Kapitel über die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte einer ausführlicheren Behandlung unterzogen. Nachdem ferner unter den neueren Bauweisen namentlich die Eisenbetonkonstruktionen auch im Wasserbau, speziell bei den in diesem Teil des Werkes besprochenen Anlagen bereits vielfach mit Vorteil zur Anwendung gekommen sind, so werden dieselben in dieser neuen Auflage ausführlicher besprochen und durch Beispiele erläutert.

Zur Bequemlichkeit der Leser wurde in der neuen Auflage auch dieser zweite Teil zu einem selbständigen, einzeln für sich käuflichen Werk gestaltet.

Helsingfors, im September 1908.

M. Strukel.

Inhalts-Verzeichnis.

I. Wasserversorgungsanlagen.

II. Entwässerung der Städte.

III. Die Bodenentwässerung.

IV. Bodenbewässerung.

V. Die Schiffahrtskanäle.

Literatur.

Mit den eingeklammerten ( ) Bezeichnungen sind im Texte die benutzten und andere Quellen angedeutet, worin sich die besprochenen oder ähnliche Anordnungen befinden.

(AB.) — Allgemeine Bauzeitung. Wien.
(AdP.) — Annales des ponts et chaussées. Paris.
(Bck.) — Becker M. Allgemeine Baukunde des Ingenieurs, Wasserbau. Stuttgart, 1853.
(Bckr.) — „ „ Ausgeführte Konstruktionen des Ingenieurs. Leipzig, 1882.
(Bf.) — Ballif Ph. Wasserbauten in Bosnien und der Herzegovina. Wien, 1899.
(Bh.) — Bauhandbuch, deutsches, Baukunde des Ingenieurs. Berlin, 1879.
(BuE.) — Beton und Eisen. Berlin.
(CBl.) — Centralblatt (seit 1903 Zentralblatt) der Bauverwaltung. Berlin.
(Ch.) — Chiolich-Löwensberg, H. v. Anleitung zum Wasserbau. Stuttgart, 1864—65.
(Db.) — Dobel, E. Kanalisation usw. Stuttgart, 1886.
(DB.) — Deutsche Bauzeitung. Berlin.
(Eng.) — The Engineer. London.
(Engg.) — Engineering. London.
(FdI.) — Fortschritte der Ingenieurwissenschaften, 2. Gruppe, 9. Heft. Leipzig, 1902.
(Fdr.) — Friedrich, A. Die Boden. Meliorationen in Bayern und Hannover. Wien, 1885.
(Frz.) — Franzius, L. Der Wasserbau (Handbuch der Baukunde, II. Heft). Berlin, 1890.
(GC.) — Le Genie civil. Paris.
(GGC.) — Giornale del Genio civile. Rom.
(GI.) — Gesundheitsingenieur. München.
(GlA.) — Glasers Annalen für Gewerbe und Bauwesen. Berlin.
(Hbr.) — Hobrecht, J. Die Canalisation von Berlin. Berlin, 1884.
(HdI.) — Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Der Wasserbau. Leipzig.
(Hg.) — Hagen, G. Handbuch der Wasserbaukunst. Berlin, 1853—76.
(Htte.) — Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch. Berlin.
(HZ.) — Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins in Hannover.
(IFF.) — Ingeniörs-Föreningens förhandlingar. Stockholm.
(IW.) — Ingenieurwerke in und bei Berlin. Berlin, 1906.
(JfG.) — Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung. München u. Leipzig.
(K.) — König, Fr. Anlage und Ausführung von Wasserleitungen und Wasserwerken. Leipzig, 1907.
(Kkw.) — Kirkwood, Filtration des Wassers, usw. Hamburg, 1876.
(L.) — Lueger Otto, Die Wasserversorgung der Städte. Darmstadt, 1890.

(LL.) — Lueger Otto, Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften.
(Mm.) — Memoires de la Société des Ingenieurs civils. Paris.
(Mh.) — Mihatsch, C. Der Bau der Wiener Kaiser Franz Josef-Hochquellen-Wasserleitung. Wien 1881.
(NA.) — Nouvelles Annales de la Construction. Paris.
(NTT.) — Norsk teknisk tidskrift. Kristiania.
(ÖM.) — Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst. Wien.
(ÖWföB.) — „ Wochenschrift „ „ „ „ „
(ÖW.) — Wochenschrift des österreich. Ingenieur- & Arch -Vereins. Wien.
(ÖZ.) — Zeitschrift „ „ „ „ „ „
(Pr.) — Perels, E. Handbuch des landwirtschaftlichen Wasserbaues. Berlin 1884.
(R.) — Richert, J. Gust. Les eaux souterraines artificielles. Stockholm 1900.
(Rh.) — Reinhardt, A. Kalender für Strassen- & Wasserbau- und Kultur-Ingenieure. Wiesbaden.
(S.) — Schwarz, F. Wasserbau. Berlin 1865.
(Sc. Am.) — Scientific American. NewYork.
(Schw. Bztg.) — Schweizerische Bauzeitung. Zürich.
(TF.) — Technischer Führer durch Wien. Wien 1873.
(TFF.) — Tekniska föreningens i Finland förhandlingar. Helsingfors.
(Tkm.) — Tolkmitt, C. Grundlagen der Wasserbaukunst. Berlin 1898, 2 Aufl. 1907.
(Tkn.) — Teknikern, Tidskrift för byggnadskonst etc. Helsingfors.
(TT.) — Teknisk tidskrift. Stockholm.
(W.) — Weyl, Handbuch der Hygiene. Jena 1896.
(ZdI.) — Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure. Berlin.
(ZfB.) — Zeitschrift für Bauwesen. Berlin.
(ZfT.) — Zeitschrift für Transportswesen. Berlin.

Berichtigungen.

Vor Gebrauch des Buches wolle man folgende Berichtigungen eintragen:

Seite		Zeile		von		setze:		statt:
Seite	2	Zeile	16	von	unten	setze:	Wasserversorgung	statt: Wasserversogung.
„	5	„	4	„	„	„ :	sich	„ sch.
„	23	„	17	„	„	„ :	möglichst	„ möglist.
„	28	„	11	„	oben	„ :	Schneeschmelze	„ Scheneschmelze.
„	46	„	19	„	unten	„ :	vorletzten	„ verletzten,
„	48	„	17	„	oben	„ :	geschieht	„ geschicht.
„	49	„	21	„	unten	„ :	Wassers	„ Wasseis.
„	53	„	6	„	oben	„ :	dem-	„ de-
„	54	„	7	„	„	„ :	entsprechend	„ mentsprechend.
„	67	„	4	„	„	„ :	unterscheidet	„ unterscheinet.
„	76	„	5	„	unten	„ :	Verneuil	„ Verneul.
„	81	„	12	„	„	„ :	$d = 0{,}3 \sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{z}}$	„ $0{,}3 \sqrt{\frac{Q^2 l}{z}}$
„	90	„	4	„	„	„ :	keilförmiger	„ keitförmigar.
„	91	„	18	„	oben	„ :	Engineering	„ Ergineering.
„	92	„	2	„	„	„ :	ungleichmässigen	„ umgleichmässigen.
„	100	„	1	„	unten	„ :	und	„ nnd

Seite	116	Zeile	3	von	unten	setze:	offenen	statt offenem
„	139	„	17	„	oben	„ :	Aussenwände	„ Anssenwände.
„	139	„	5	„	unten	„ :	Erdboden	„ Erdboben.
„	140	„	9	„	oben	„ :	zu	„ zn.
„	157	„	23	„	„	„ :	segmentförmigem	„ Segmentförmigem.
„	177	„	25	„	„	„ :	zunächst	„ zunächt.
„	209	„	1	„	„	„ :	209	„ 207.
„	215	„	1	„	unten	„ :	ausnahmsweise	„ ausnahmweise.
„	217	„	3	„	oben	„ :	Verkehrsanstalten	„ Verkehranstalten.
„	219	„	12	„	unten	„ :	im	„ in
„	223	„	21	„	oben	„ :	verholmte	„ vorholmte.
„	233	„	8	„	unten	„ :	tigt	„ figt.

I. Wasserversorgungsanlagen.

Die Wasserversorgungsanlagen bezwecken die Beschaffung von Trinkwasser (Genuss- und Brauchwasser), wie solches für den häuslichen Bedarf und von Nutzwasser, wie es für andere private und öffentliche Zwecke erforderlich ist. Dabei kommen in Betracht: Die Beschaffenheit, erforderliche Menge und Gewinnung des Wassers, die Anordnung der Leitungen und der Anlagen zur Reinigung und künstlichen Hebung desselben, sowie jener zur Regelung der Wasserzufuhr.

Gewöhnlich wird bei einer Ortschaft ein und dasselbe Wasser zu allen Zwecken verwendet, nachdem aber nicht jedes zu Nutzwasser geeignete Wasser als Trinkwasser verwendbar ist, so hat man auch zuweilen an Orten wo gutes Trinkwasser entweder nur in beschränkten Mengen erhältlich ist, oder dessen Beschaffung in grösseren Mengen mit zu grossen Kosten verbunden wäre, auch getrennte Anlagen für Trink- und Nutzwasser. So wird z. B. in Wien für die Hauswirtschaft Quellwasser benutzt, während das Nutzwasser gegenwärtig zum grossen Teil dem Wienfluss entnommen wird.

A. Beschaffenheit des Wassers.

Ein gutes Trinkwasser muss klar, farb- und geruchlos, gesund und wohlschmeckend sein. Während das oberirdische Wasser (Oberflächenwasser, Tagewasser) durch feste Sinkstoffe oft getrübt bzw. gefärbt zu sein pflegt, ist das unterirdische Wasser (Grundwasser) meistens klar, indem es bei seiner Bewegung durch die wasserführenden Erdschichten durch natürliche Filtration von den festen Bestandteilen befreit wird. Allein durch künstliche Behandlung (Ablagerung, Filtration, chemische Behandlung) kann auch trübes oder gefärbtes Wasser klar erhalten werden, daher die Bedingung, dass das Trinkwasser klar sein müsse, in den meisten Fällen mehr oder weniger leicht zu erfüllen ist.

Ein Trinkwasser gilt als gesund, wenn es keine der Gesundheit schädlichen Stoffe enhält. Dieselben können aus mechanisch beigemengten Sinkstoffen

oder aus Lösungen bestehen und von organischem oder mineralischem Ursprung sein. Die Schädlichkeit der organischen Stoffe macht sich geltend teils dadurch, dass die von denselben herstammenden Zersetzungsprodukte (Ammoniak, salpetrige Säure usw.), dem Wasser einen schlechten Geruch und Geschmack verleihen und als solche der Gesundheit unzuträglich sind, teils dadurch, dass sie die Träger gefährlicher Mikroorganismen (patogener Bakterien) sein können. Während die Stoffe der ersteren Art sowohl vegetabilischen als auch animalischen Ursprungs sein können und im allgemeinen erst dann als schädlich zu betrachten sind, wenn sie in verhältnismässig grösseren Mengen auftreten, sind die Verunreinigungen der anderen Art immer von animalischem Ursprung und können namentlich beim Vorherrschen gewisser epidemischer Krankheiten (Typhus, Cholera) selbst in den kleinsten Mengen unzulässig sein. Denn die neueren Forschungen haben ergeben, dass sich die patogenen Bakterien bei günstigen örtlichen Verhältnissen sowohl im oberirdischen Wasser als auch in kleineren Tiefen im Grundwasser ungemein rasch vermehren und über grössere Gebiete verbreiten, und so die Verbreitung von epidemischen Krankheiten verursachen können.

Der Erkenntnis dieser Tatsache ist es auch hauptsächlich zu verdanken, dass in neuerer Zeit eine grössere Verbreitung der obgenannten epidemischen Krankheiten vermieden worden ist. Nachdem man nämlich zur Überzeugung gekommen war, dass in früheren Zeiten die Verbreitung jener Krankheiten hauptsächlich durch Verunreinigung der zur Wasserentnahme benutzten Brunnen, Flüsse usw. innerhalb bewohnter Gebiete stattgefunden hatte, so wurde in neuerer Zeit bei der Wasserversogung der Städte die Wasserentnahme aus Quellen, Flüssen, Seen oder Brunnen an solche Stellen verlegt, wo eine Verunreinigung des Wassers durch Abfälle von menschlichen Wohnungen, Fabriken usw. möglichst ausgeschlossen ist. So wurde z. B. Wien bis zu Anfang der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts mit Brunnenwasser und Donauwasser versehen, welches innerhalb des Stadtgebietes aus dem Donaukanal entnommen wurde. Die jährliche Sterblichkeitsziffer an Typhuskranken betrug zu jener Zeit 700 bis 800. Als dann die Wasserversorgung von der neuen Hochquellen-Wasserleitung eingeführt wurde, sank jene Ziffer von 742 im Jahre 1873 in den Jahren 1878, 1880 und 1884 auf bzw. 200, 152 und 95.

Die mineralischen Beimengungen können teils mechanisch aufgenommene, mehr oder weniger fein verteilte Erdarten (Tone usw.) und Mineralien, sowie auch Salzlösungen sein, von denen erstere das Wasser trüben, jedoch durch Filtration usw. beseitigt werden können. Dieselben sind jedoch nur dann als schädlich zu betrachten, wenn sie entweder metallische Gifte enthalten, oder in ihrer Menge eine gewisse zulässige Grenze überschreiten.

Nachdem aber im allgemeinen die Schädlichkeit eines Wassers als Trinkwasser weniger von der Menge als vielmehr von der Beschaffenheit der Verunreinigungen abhängt, so kann oft ein dem Aussehen nach weniger reines Wasser in geringerem Grade schädlich sein als ein klares, daher das Aussehen des Wassers für dessen Güte nicht ausschlaggebend ist. Wenn daher bei einer geplanten Wasserversorgung die Beschaffenheit des zu verwendenden Wassers, als eines guten Trinkwassers nicht in vorhinein bekannt ist, so ist eine diesbezügliche Untersuchung erforderlich, welche sowohl eine bakteriologische als auch chemische und sowohl qualitativ als auch quantitativ sein soll.

Nach Pettenkofer sollten beim Trinkwasser höchstens 5 Teile organischer Verunreinigungen in 100 000 Teilen Wasser zulässig sein, wenn dieselben nicht von menschlichen Abfällen herrühren. Bei der quantitativen bakteriologischen Untersuchung wird die Anzahl der vorhandenen Keime (Bakterienkolonien) in der Kubikeinheit Wasser festgestellt. Nach Koch soll diese Anzahl 150 bis 200 Keime in 1 cbcm Wasser nicht übersteigen. Hierbei wird angenommen, dass eine grosse Menge Bakterien auf das Vorhandensein von in Auflösung befindlichen gesundheitsschädlichen Stoffen schliessen liesse. Dem gegenüber lässt sich aber einwenden, dass beim Auftreten gefährlicher (patogener) Bakterien eine grössere Menge anderer unschädlicher Bakterien mit Rücksicht auf ihre gegenseitige Vertilgung nützlich sein kann. Es soll daher die bakteriologische Untersuchung in erster Linie qualitativ und dann erst eine quantitative sein.

Von grösster Wichtigkeit für die Reinigung des Wassers ist die bei der Entnahme aus Flüssen, Seen und Teichen übliche Filtration, wodurch das Wasser nicht nur geklärt, sondern auch der Bakteriengehalt bedeutend vermindert wird (z. B. bei dem Wasserwerke von Helsingfors im Mittel um etwa 95 % so dass nur etwa 5 % übrig bleiben).

Die Menge der im Wasser aufgelösten Kalk- und Magnesiasalze bestimmt dessen Härte. Dieselbe wird in Graden gemessen, und zwar entspricht 1 Härtegrad in Deutschland einem Gewichtsteil Akali in 100 000 Teilen Wasser. In Frankreich und England hat man ein anderes Verhältnis als Einheit angenommen, und zwar entspricht 1 deutscher Härtegrad = 1,79 französischen = 1,25 englischen Graden. Demnach sind 10 französische Grade gleich 5,6 deutschen und 5 englische gleich 4 deutschen Härtegraden. Man nennt das Wasser weich oder hart, je nachdem es weniger oder mehr als 20 Grade, und sehr hart, wenn es über 30 Grade hat.

Im allgemeinen schmeckt hartes Wasser besser als weiches und ist auch der Gesundheit zuträglich, sofern es nicht mehr als etwa 20 Grade hat. In hartem Wasser kochen aber die Speisen schwerer weich als in weichem. Seife verwandelt sich darin in unlösliche Kalkseife und gerinnt. Andererseits nimmt har-

tes Wasser weniger leicht organische Stoffe auf und schützt eiserne Rohrleitungen vor Rostbildung, hat aber andererseits den Nachteil, dass es erhärtende Niederschläge ausscheidet, die zur Inkrustation der Rohrleitungen und Verminderung des Durchflussprofils Veranlassung geben. Dies wird dadurch verursacht, dass der Kalk im Wasser gewöhnlich als Lösung in Form von zweifach kohlensaurem Kalk vorkommt, so dass beim Entweichen von Kohlensäure der einfach kohlensaure Kalk als Fällung ausgeschieden wird. Da zu hartes Wasser sowohl als Trinkwasser weniger schmackhaft und gesund als auch im Haushalt und zu anderen Zwecken weniger brauchbar ist, so wird es oft in besonderen Enthärtungs-Anlagen mehr oder weniger vom Kalk befreit. Dies geschieht dadurch, dass das Wasser (event. mit einem kleinen Zusatz von Chemikalien) durch Leitung über seichte Kanäle oder Kaskaden mit atmosphärischer Luft gemischt und ein Teil der Kohlensäure zum Entweichen gebracht wird, worauf sich der ausgeschiedene einfach kohlensaure Kalk ablagert. Aus dem gleichen Grunde wirkt auch die Filtration enthärtend.

Im allgemeinen ist namentlich das Quellwasser hart und kohlensäurehaltig und dadurch besonders schmackhaft. Allein während des Rinnens über die Erdoberfläche entweicht die Kohlensäure bald, wodurch und infolge der neutralisierenden Wirkung der Luft und meistens auch des Erdreichs das Wasser in den Flüssen zumeist weich ist. Nur dort wo es über Kalkfelsen oder Kalkschotter fliesst pflegt es hart zu verbleiben. Am weichsten ist das Regenwasser; dasselbe ist aber durch Staub und aus der Luft aufgenommene Gase mehr oder weniger verunreinigt (vgl. ÖW. 1889, S. 357).

Nicht selten ist das Wasser eisenhaltig, namentlich das Grundwasser. Das Niederchlagswasser nimmt schon in der Atmosphäre Sauerstoff und Kohlensäure auf und bei der Berührung mit in Verwesung begriffenen Pflanzenstoffen wird der Kohlensäuregehalt noch vermehrt. Hierdurch erlangt dieses Wasser eine grosse lösende und zersetzende Kraft, die sich beim Eindringen in die inneren Erdschichten dahin geltend macht, dass das aus denselben gewonnene Wasser meistens Eisen enthält, und zwar gelöst in der Form von Eisenoxydul. Wenn dann solches Wasser mit der Luft in Berührung kommt, trübt es sich infolge von Sauerstoffaufnahme, bis schliesslich das Eisenoxydul in unlösliches Eisenoxyd umgewandelt wird und ausfällt.

Infolge dieses Ausscheidens des braunen Eisenoxyds ist aber solches Wasser für viele Zwecke (Wäsche usw.) ungeeignet. Es begünstigt auch die Entwickelung von gewissen Algen, die als schlammige Massen auftreten und für das Aussehen des Trinkwassers unvorteilhaft sind. Man pflegt daher solches Wasser durch besondere Enteisenungs-Anlagen vom Eisen dadurch zu befreien, dass

es genügend durchluftet und das ausgefällte Eisenoxyd, soweit es nicht vorher zurückgehalten worden, durch Filtration abgeschieden wird.

Das aus Flüssen und Seen entnommene Wasser hat, wenn es von Torf- und Moorgegenden herstammt oft eine braungelbliche Färbung, die auf huminsaure Eisenverbindungen zurückzuführen ist, und die sowohl für das Trinkwasser des Aussehens wegen als auch für den Gebrauch zu anderen Zwecken (z. B. für die Wäsche) unvorteilhaft ist. Diese Färbung lässt sich weder durch Lüftung noch durch Filtration, sondern nur durch Anwendung von Chemikalien beseitigen.

Wenn das Wasser Ton enthält, so wird derselbe gewöhnlich teils durch Ablagerung in Klärbecken teils durch Filtration beseitigt. Manchmal tritt aber der Ton in Form von so fein verteiltem Schlamm auf, dass er auf diese Weise nicht ganz zu entfernen ist, sondern die Anwendung von Chemikalien erfordert. Das dem Wanda-Flusse entnommene Wasser der Versorgung von Helsingfors z. B. ist mit beiden letztgenannten Mängeln behaftet. Da es bisher weder in Klärbecken abgelagert noch chemisch behandelt, sondern nur filtriert wurde, so ist es nach dem Verlassen der Filter zuweilen noch in hohem Grade trübe und bräunlich gefärbt.

Bei gewissen Binnenseen ist das Wasser wegen Salz- oder Natrongehalt zu Trinkwasser unbrauchbar.

Ein Gehalt von Salpetersäure, salpetriger Säure oder Ammoniak im Wasser ist in gesundheitlicher Beziehung von grosser Bedeutung, weil dieselben ihren Ursprung von der Verwesung organischer Stoffe herleiten.

Die beste Temperatur für Trinkwasser ist die des natürlichen Quellwassers, welche meistens zwischen etwa 7 und 10° C. liegt. Es ist dies die Temperatur, welche dem Wasser die erwünschte Frische verleiht und zum Genuss desselben einladet. Das Fluss- und Seewasser wechselt in seiner Temperatur von etwa 1° C im Winter bis 25 C° im Sommer, so dass es im Winter zu kalt, im Sommer dagegen zu warm zum Trinken ist. Im allgemeinen hat das Wasser in Flüssen und Seen eine desto mehr konstante, von jener der Luft unabhängige Temperatur aufzuweisen, je mehr es von Quellen herstammt. Bei grösserer Tiefe nimmt aber die Temperatur im Sommer von oben nach unten ganz wesentlich ab. Diese Temperaturabnahme, welche z. B. bei den Alpenseen und den mecklenburgischen Landseen als ungefähr die gleiche beobachtet worden ist, drückt sch durch folgende Zahlen aus:

Tiefe	0,	5,	10,	15,	20,	25,	30,	35 m.
Temperatur	20,	19,	13,7,	9,4,	7,2,	6,0,	4,8,	4,7° C.

Dies gilt bei Seen mit klarem Wasser; je mehr dasselbe aber trübe ist, desto tie-

fer dringt die Erwärmung im Sommer ein. Im Winter nimmt die grosse Masse des Wassers eine Temperatur von etwa 4° C an, nur die der Eisdecke benachbarten Schichten zeigen eine zunehmende Abkühlung bis zu 0° C. Es ist daher bei der Entnahme von Wasser aus tiefen und klaren Seen die Möglichkeit gegeben, dasselbe von mehr gleichmässiger Temperatur zu erhalten als dies bei der Entnahme aus Flüssen möglich ist (W. I. S. 420).

Zum Schutz des Wassers gegen die Temperatureinflüsse der Luft und gegen Verunreinigung werden die Leitungen und Behälter in der Regel unterirdisch angelegt oder mit Erde überdeckt.

B. Erforderliche Wassermengen.

Die bei der Wasserversorgung von Ortschaften zu liefernden Wassermengen stehen im allgemeinen im geraden Verhältnis zur Einwohnerzahl, so dass man eine gewisse Wassermenge für den Kopf und Tag anzunehmen pflegt. Diese Menge ist jedoch sehr verschieden, sowohl mit Rücksicht darauf, dass der unmittelbare Verbrauch der Bewohner je nach der Lebensweise und den örtlichen Verhältnissen als auch der Verbrauch zu öffentlichen und industriellen Zwecken sehr verschieden ist.

Der unmittelbare Verbrauch der Bewohner ist abhängig vom Kulturstandpunkt bzw. der mehr oder weniger verfeinerten Lebenweise, dem Bedarf nach grösserer Reinlichkeit, welcher durch öffentliche Badeanstalten und Badeeinrichtungen in den Wohnungen zum Ausdruck kommt, der mehr oder weniger leichten Zugänglichkeit des Wassers und der leichteren Gelegenheit zur Verschwendung desselben usw. Die leichtere Zugänglichkeit des Wassers macht sich namentlich dort geltend, wo es unmittelbar in die Wohnungen geleitet wird (gegenüber der Entnahme von öffentlichen Brunnen), während die Möglichkeit von Wasserverschwendung namentlich von der Art der Kontrolle des Verbrauches abhängt. Von Einfluss ist auch die mehr oder weniger bequeme Art der Beseitigung des unreinen Wassers, die hauptsächlich abhängig ist von der Vollkommenheit der Kanalisation, wobei zu beachten ist, dass namentlich die Schwemmkanalisation mit ausgedehnter Anwendung von Waterclosets einen grösseren Wasserverbrauch bedingt.

Der Verbrauch zu öffentlichen Zwecken ist bedingt durch öffentliche Brunnen, Strassenbesprengung, Spülung der Kanäle usw., nebstdem ein gewisser Vorrat zum Feuerlöschen vorhanden sein muss. Von Wichtigkeit ist die Berücksichtigung der industriellen Anlagen, deren Wasserverbrauch sowohl für die Erzeugnisse selbst als auch für die Speisung von Dampfkesseln und zum Treiben von Wassermotoren zu beachten ist.

Nach den an verschiedenen Orten gewonnenen Erfahrungen können für den hauswirtschaftlichen Verbrauch folgende Wassermengen als massgebend angenommen werden:

Zum Trinken, Kochen, Spülen, Reinigen der Wohnräume, sowie zur Wäsche, pro Kopf und Tag . 30 bis 45 Liter,
Für einmalige Abortspülung . . . . 5 — 6 „
„ ein Wannenbad . . . . 350 „
„ „ Brausebad . . . . 20 — 35 „
„ „ Pferd (ohne oder mit Stallreinigung) . . . . . 50 — 100 „
„ „ einmalige Wagenreinigung . . . . 75 — 200 „
„ ein Stück Grossvieh, ohne Stallreinigung . . . . 50 „
„ „ „ Kleinvieh „ „ . . . . . . 8 — 10 „
„ „ „ Schwein . . . . 13 „

Von den zu öffentlichen Zwecken verbrauchten Wassermengen sind erforderlich:

Für einmalige Besprengung der Strassen und Plätze für 1 qm
gepflasterte Strasse . . . . 1 Liter,
chaussierte „ . . . . 1,5 „
Rasen- und Gartenanlage . . . . 1,5 „
„ Schulen pro Schüler und Schultag . . . . 2 „
„ Kasernen pro Mann und Verpflegungstag . . . . 20 „
„ Krankenhäuser und Versorgungshäuser pro Person und Tag 100 – 150 „
„ Schlachthäuser, für jedes Stück Schlachtvieh . . . . . 300—400 „
„ Markthallen für 1 qm bebaute Fläche und pro Markttag . 5 „

Öffentliche Springbrunnen können bis zu etwa 350 Liter Wasser in der Sekunde verbrauchen. Dieselben pflegen jedoch nur zeitweise und dann meistens nur einige Stunden im Tage im Gange zu sein. Zum Löschen einer grösseren Feuersbrunst können etwa 400 bis 1000 cbm Wasser innerhalb etwa 4 Stunden erforderlich sein. Sehr verschieden ist der Wasserverbrauch für zusätzliche Spülung der Abzugskanäle; derselbe kann von etwa 1 bis 10 Liter für den Kopf und Tag betragen.

Der Wasserverbrauch zur Speisung von Dampfkesseln nimmt im allgemeinen in kleinerem Verhältnis zu als die Grösse der Dampfmaschine und die Höhe der Anfangsspannung des Dampfes, und beträgt pro indizierte Pferdestärke und Stunde:

bei kleinen Auspuffmaschinen etwa . . . . 25 bis 35 Liter,
„ mittleren „ . . . . 13 — 17 „
„ Kondensationsmaschinen . . . . 6 — 12 „

Die für Wassermotoren erforderliche sekundliche Wassermenge Q (in cbm) ergibt sich aus der Formel für die Nutzleistung in Pferdestärken:

$$N = \alpha \frac{1000\,QH}{75},$$

wenn H die Druckhöhe in Meter und α den Wirkungsgrad bedeutet. Demnach ist

$$Q = \frac{75\,N}{\alpha \cdot 1000\,H},$$

worin je nach der Beschaffenheit des Motors $\alpha = 0{,}4$ bis $0{,}9$ zu setzen ist. Nimmt man im Mittel $\alpha = 0{,}75$, so ist

$$Q = \frac{N}{10\,H}.$$

Ist H' der Höhenunterschied des Wasserspiegels im Ober- und Untergraben, c_1 die Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser im Obergraben vor dem Motor ankommt, und c_2 die Geschwindigkeit, mit welcher es nach dem Verlassen des Motors im Untergraben abfliesst, so ist

$$H = H' + \frac{c_1^2 - c_2^2}{2g}.$$

Zur Sicherung der Leistungsfähigkeit einer Wasserversorgungsanlage für eine Reihe von Jahren ist bei der Bestimmung der erforderlichen Wassermenge auch die Zunahme der Bevölkerung zu berücksichtigen. Das Gesetz dieser Zunahme kann im allgemeinen durch die bekannte Zinseszins-Formel:

$$Z_n = Z\left(1 + \frac{p}{100}\right)^n$$

ausgedrückt werden, worin Z die augenblickliche Bevölkerungszahl, p den jährlichen Zuwachs, welcher durch den Überschuss der Geburten über die Sterbefälle, sowie durch Zuzug entsteht, in Prozenten der Bevölkerungszahl, und Z_n die Bevölkerungszahl nach n Jahren bedeutet. Der Zuwachs p wird aus einer Reihe von vorhergehenden Jahren nach obiger Formel aus

$$lg\left(1 + \frac{p}{100}\right) = \frac{lgZ_n - lgZ}{n}$$

bestimmt, wenn Z und Z_n bekannt sind. Im allgemeinen ist aber der Zuwachs nicht nur für verschiedene Orte sehr verschieden, sondern kann auch oft bei ein und demselben Orte in den einzelnen Zeitperioden sehr stark wechseln. Dies kann von verschiedenen oft unberechenbaren Umständen bedingt sein, wie z. B. von der Entwickelung oder dem Niedergang der Industrie, indem im ersteren Falle Arbeiter von aussen herangezogen werden, während der letztere Fall ein Abziehen von Einwohnern zur Folge hat. Auch ist bei der Fabriksbevölkerung der Zuwachs im allgemeinen grösser als bei den übrigen Einwohnern. Ein plötzlicher Zuwachs einer Stadt kann durch die Vereinigung von früher ausserhalb gelegenen selbständigen Ortschaften mit dem Stadtgebiet (Eingemeindung) bedingt sein.

Als Beispiel dieser Veränderlichkeit möge die nachfolgende Tabelle über den Zuwachs einiger der grössten deutschen Städte in verschiedenen Zeitperioden angeführt werden (L.).

Städte	Einwohner-zahl 1875	Prozentzuwachs 1875–80	Einwohner-zahl 1880	Prozentzuwachs 1880–85	Einwohner-zahl 1885	Prozentzuwachs 1885–90	Einwohner zahl 1890
Berlin	966 858	2,85	1 126 330	3,42	1 316 382	3,70	1 578 794
München . . .	193 024	4,05	230 023	2,47	259 931	6,07	349 024
Breslau	239 050	2,65	272 390	1,87	298 893	2,32	335 186
Hamburg . . .	264 675	1,83	289 859	1,09	306 000	1,15	323 923
Leipzig	127 387	3,24	149 081	2,67	170 076	11,65	295 052
Köln	135 371	1,32	144 536	2,17	160 926	11,85	281 681
Bremen	102 535	1,86	112 453	1,81	122 987	0,43	125 648
Strassburg . . .	94 306	2,07	104 471	1,42	112 091	1,96	123 500
Danzig	97 931	2,11	108 702	1,08	114 711	0,97	120 338
Barmen	86 504	2,12	95 951	1,44	103 042	2,42	116 144
Halle a. S. . .	60 503	3,39	71 484	2,75	81 869	4,37	101 401

In den österreichischen Landeshauptstädten betrug in den Jahren 1880 bis 1890 der jährliche Prozentzuwachs p wie folgt: Wien 2,06, Czernowitz 1,74, Lemberg 1,54, Laibach 1,5, Graz 1,37, Brünn 1,35, Linz 1,36, Innsbruck 1,28, Troppau 1,06, Zara 1,04, Salzburg 0,88, Triest 0,85, Klagenfurt 0,52, Görz 0,42, Prag 0,31.

Hieraus ist somit zu ersehen, dass eine allgemeine Regel für den Zuwachs der Städte nicht aufgestellt werden kann, daher derselbe in jedem einzelnen Fall besonders ermittelt werden muss.

Bei der Bestimmung des Zeitraumes für welchen die Anlagen ausreichen sollen wird dann zu beachten sein, dass diejenigen Teile, die erst nach einer gewissen Anzahl von Jahren vollends zur Anwendung kommen, bis zu jener Zeit ein todtes Kapital vorstellen, daher bei der Bestimmung des Zeitraumes für welchen jene Teile ausreichen sollen der Unterschied zwischen dem Rentenverluste jenes Kapitals und den Mehrkosten für eine spätere Vergrösserung zu berücksichtigen ist. Es wird daher zweckmässig sein alle diejenigen Teile, die sich ohne erhebliche Nebenkosten im Verhältnis zur Zunahme der Bevölkerung vergrössern lassen, nur für einen kleineren Zeitraum, etwa 5 Jahre, sonst aber für etwa 10 Jahre und mehr zu bemessen. So lassen sich z. B. Pumpwerke ohne erhebliche Mehrkosten durch Hinzufügung neuer Pumpen in ihrer Leistung leicht verstärken, wenn für dieselben nur genügend Raum vorgesehen ist, während die Verstärkung einer längeren Zuleitung durch die erforderlichen Erdarbeiten bedeutende Mehrkosten bedingen kann. Da der Bevölkerungszuwachs einer Stadt immer mehr oder weniger eine Erweiterung des Stadtgebietes und die Entstehung neuer Stadtteile zur Folge hat, so ist es bei grösseren Städten meistens vorteilhaft die Wasserversorgungsanlagen in Gruppen zu zerlegen, die entsprechend dem Bedür-

nis jede für sich — eventuell mit verschiedenen Entnahmestellen — zum Ausbau kommen. *)

Erfahrungsgemäss liegen die Verbrauchsmengen der Städte im Durchschnitt ungefähr innerhalb folgender Grenzen:

bei Landgemeinden und kleineren Städten 50 bis 100 Liter pro Kopf und Tag
bei grösseren Städten . . . . 60 bis 150 „ „ „ „ „

Es gibt aber auch viele Städte mit einem Verbrauch zwischen 200 und 300 Liter und mehr, namentlich in Amerika.

Als Anhaltspunkt möge folgende Tabelle über die Verbrauchsmengen einiger schwedischen Städte und von Helsingfors im Jahre 1896 pro Kopf und Tag angeführt werden (Tkn. 1897, N:o 157, S. 124):

Stadt	Enwohnerzahl 1896	Jahr der ersten Anlage	Verbrauchsmenge Grösste Liter	Kleinste Liter	Mittel Liter
Askersund	1630	1875—76	—	—	40
Eskilstuna	12460	1886	112	60	80
Gefle	25582	1876	184	63,5	115,5
Jönköping	21256	1863—64	100	50	80
Linköping	13066	1875	158,2	91,2	132,3
Lund	15876	1872—74	124,1	34,7	81,6
Malmö	52012	1879	140	72	106
Norrköping	35242	1872—76	156	64	100
Nyköping	6644	1893—94	66,5	27,3	40,2
Stockholm	274608	1859—61	159,8	54,2	95,8
Sundsvall	13930	1878—79	224	88	148
Upsala	22439	1874—75	121	63	84
Vesterås	7170	1887	93	26	50
Örebro	17392	1886	56	36,8	46,5
Östersund	6459	1892—98	116	26	57
Helsingfors	77750	1872—76	90	20	51

In Helsingfors betrug der Verbrauch in den Jahren 1897, 1898, 1899, 1900,

*) So geschah beispielsweise die Wasserversorgung von Berlin ursprünglich durch ein zu Anfang der fünfziger Jahre des vorigen Jahrhunderts ausgeführtes Wasserwerk vor dem Stralauer Tor. Als dieses nicht mehr genügte wurde Ende der siebziger Jahre ein neues Wasserwerk am Ufer des Tegeler Sees und zu Ende der achziger Jahre ein weiteres Werk am Müggelsee, ersteres nordwestlich, letzteres südöstlich der Stadt angelegt. Diese zwei Werke wurden im Laufe der Zeit entsprechend der Zunahme der Bevölkerung so erweitert, dass sie zusammen mit den an den gleichen Stellen in neuester Zeit ausgeführten Grundwasseranlagen unter gleichzeitiger Einstellung des nicht mehr zeitgemässen Werkes vor dem Stralauer Tor (1893) bis in die Gegenwart den Ansprüchen der Stadt genügen konnten. Da aber dieselben bald an der Grenze ihrer Leistungsfähigkeit angelangt sein werden, so sind für die Zukunft für Berlin mehrere neue Wasserwerke in Aussicht gestellt, von denen zunächst sein solches in der Wuhheide bei Oberschönweide zur Ausführung kommen wird.

1901 und 1902 bzw. 56, 55, 53, 58, 60 und 54 Liter pro Kopf und Tag. Die Einwohnerzahl wuchs unter jener Zeit bis zu ungef. 100 000.

Nach Salbach betrug im Jahre 1893 der grösste Wasserverbrauch in 56 deutschen Städten wie folgt:

In 7 Städten 100 bis 119 l, in 16 Städten 120 bis 149 l, in 15 Städten 150 bis 200 und in 18 Städten 200 bis 291 l pro Tag und Kopf. Es dürfte aber nach Salbachs Meinung ein Verbrauch von mehr als 150 l nur durch einen besonders hohen Bedarf der Industrie veranlasst sein (ÖZ. 1894, Nr. 35).

Nach einem Bericht des Oberingenieurs der Wiener Tiefquellen-Wasserleitung Fr. Braikowich betrug im Jahre 1889 der grösste Tagesverbrauch in Wien 161, der kleinste 83, im Durchschnitt 113 l. Ferner der grösste Tagesverbrauch in Essen 153, Duisburg 178, Hamburg 204, Braunschweig 218, Freiburg in Bayern 257, Bochum 343, Dortmund 383, Bordeaux 170, Paris 210, Marseille 460, Lyon 678, Chicago 600, Boston 480, New York 400, Baltimore 360, Cincinnati 350 l (ÖW. 1889).

Nach Köpcke steigt in manchen nordamerikanischen Städten der Verbrauch sogar bis zu 1000 l pro Kopf und Tag (Cl. 1894).

Gewöhnlich beträgt der kleinste stündliche Verbrauch (in Helsingfors ungef. zwischen 3 und 4 Uhr morgens) etwa 0,7 %, der grösste (12—1 Uhr mittags) 6 bis 7 % des Tagesverbrauchs und der höchste Tagesbedarf das 1 1/2 fache des mittleren. Es muss daher das Wasserwerk das 1 1/2 fache jener 6—7 % oder rund 10 % des mittleren Tagesverbrauches stündlich liefern können. In den Tagesstunden von 6 Uhr früh bis 8 Uhr nachmittags beträgt der Verbrauch etwa 77 bis 85 % vom gesamten Tagesverbrauch. Im Sommer beträgt der durchschnittliche Tagesverbrauch ungef. 125 % des jährlichen Durchschnittsverbrauches.

Im allgemeinen pflegt mit der Zunahme der Einwohnerzahl der Verbrauch pro Kopf und Tag entsprechend zuzunehmen. Dies wird namentlich dort der Fall sein, wo die Benutzung des Wassers keiner Kontrolle unterliegt, wodurch die Gelegenheit zu unnützer Wasservergeudung geboten ist, gegenüber der Abgabe des Wassers nach Raummass, unter Benutzung von Wassermessern *). Besonders deutlich zeigt sich diese Zunahme und der Einfluss der Wassermesser bei dem aus folgender Tabelle ersichtlichen mittleren Wasserverbrauch von Berlin in den Jahren 1857—1904. Als dort anfangs der siebziger Jahre die Wassermesser zuerst zu freiwilligem Gebrauch eingeführt wurden, um die damals verfügbare Wassermenge für eine grössere Einwohnerzahl ausreichend zu machen sank der Durchschnittsverbrauch von 104 l im Jahre 1867 auf 79 l pro Kopf und Tag im Jahre 1872, wuchs aber dann wieder im Jahre 1877 auf 90 l. Als

*) Diesem Umstand dürfte namentlich der verhältnismässig grosse Verbrauch amerikanischer Städte und dessen ungewöhnlich starke Zunahme mit dem Wachsen der Bevölkerung zuzuschreiben sein, wie aus der nachstehenden Zusammenstellung von C. E. Emery (Eng. 1891, I. S. 95—Zdl. 1895, S. 1219) hervorgeht:

Bevölkerung:	60 000	100 000	150 000	200 000	250 000	300 000 Einwohner
Wasserbedarf pro Kopf und Tag:	160	230	300	360	410	450 Liter

dann Ende 1878 die allgemeine zwangsweise Anwendung von Wassermessern eingeführt wurde, sank der Verbrauch im Jahre 1882 auf 63,7 l, um dann aber wieder bis 1904 auf 84,17 l zuzunehmen.

Durchschnittsverbrauch von Berlin.

Jahr	1857	1862	1867	1872	1876	1877	1882	1887	1892	1897	1902	1904	1905
Wasserverbrauch pro Kopf u. Tag l	224,00	101,00	104,00	79,00	90,00	90,00	63,70	64,87	67,18	77,87	79,18	84,17	84,5

Es betrug aber der Verbrauch am Tage des Höchstbedarfs im Jahre 1894 rd. 128 l für den Kopf der Bevölkerung und ist 1905 auf 132 l gestiegen, so dass sich die für eine Höchstleistung von 100 l pro Kopf und Tag berechneten Werke als nicht mehr ausreichend erwiesen (IW.).

In Magdeburg hat sich der Verbrauch pro Kopf und Tag nach Einführung der Wassermesser um mehr als 50 % vermindert (W.).

C. Gewinnung des Wassers.

Die Gewinnung des für ein Versorgungsgebiet erforderlichen Wassers geschieht je nach den örtlichen Verhältnissen, der Grösse des Bedarfes und den zur Verfügung stehenden Geldmitteln in verschiedener Weise, und zwar entweder durch Benutzung von oberirdischem Wasser (Oberflächenwasser, Tagewasser), oder durch Entnahme von unterirdischem Wasser (Grundwasser). Die Benutzung von Oberflächenwasser geschieht durch unmittelbares Auffangen und Sammeln von Niederschlagswasser in Zisternen oder in Staubecken (Sammelteichen, Sammelbecken, Stauweihern, künstlichen Seen), sowie durch Entnahme aus Quellen, Flüssen und natürlichen Seen, während die Benutzung von unterirdischem Wasser durch Sammeln und Ableiten oder Heben von natürlichem, in künstlicher Weise aufgestautem, oder künstlich erzeugtem Grundwasser geschieht.

1. Gewinnung von Niederschlagswasser mittels Zisternen.

Da bei dieser Versorgungsart nur das von verhältnismässig kleinen Niederschlagsgebieten gesammelte Wasser ausgenutzt werden kann, so ist dieselbe nur geeignet zu einer sehr beschränkten Deckung des Bedarfes. Nachdem ferner das Niederschlagswasser auch in bezug auf Reinheit und Geschmack den Anforderungen eines guten Trinkwassers weniger entspricht, so kommt diese Versorgungsart nur an Stellen in Frage, wo die Gewinnung von brauchbarem Grundwasser oder Oberflächenwasser ausgeschlossen ist. Dies kann der Fall sein an

Stellen, wo Grundwasser in ungenügender Menge vorhanden, oder in so grossen Tiefen streicht, dass dessen Gewinnung zu grosse Kosten verursachen würde, oder wo das Grundwasser infolge von Verunreinigung durch gesundheitschädliche oder sonst ungeniessbare Stoffe (Salz, Petroleum usw.) verunreinigt ist, sowie dort wo sich brauchbares Oberflächenwasser in zu grosser Entfernung befindet. Zu solchen wasserarmen Gegenden gehören beispielsweise das Karstgebiet längs des Adriatischen Meeres und die Steppen im südlichen Russland, wo die Zisternen bei vielen Ortschaften die einzig mögliche Art der Wasserversorgung bilden. *)

Nachdem das von den festen Niederschlägen (Schnee, Hagel) herrührende Wasser als der Gesundheit weniger zuträglich angesehen werden kann, und auch das für den Genuss bestimmte Regenwasser vorher einer Reinigung durch Filtration unterzogen werden soll, so ist beim Entwerfen von Zisterneanlagen darauf Rücksicht zu nehmen, ob es sich um die Gewinnung von Trinkwasser oder von Nutzwasser handelt, da bei der Berechnung des Zuflusses im ersteren Falle nur der Regen, im letzteren dagegen die gesamten Niederschläge in Betracht gezogen werden können, und die für Trinkwasser-Zisternen erforderlichen Filteranlagen bei Nutzwasserzisternen entbehrlich sind. Zum Schutz gegen die Einflüsse der Temperatur, sowie zur Minderung der Verdunstung und der Entwicklung von schädlichen tierischen Organismen und vegetabilischen Stoffen, sind die Zisternen möglichst an die Schattenseite von Gebäuden zu verlegen, in den Boden zu versenken, und von der äusseren Luft möglichst abzuschliessen. Dieselben sollen ferner sowohl zur Vermeidung von Wasserverlusten als auch zur Vermeidung von Verunreinigungen des Zisternenwassers durch Eindringen von unreinem Grundwasser aus den oberen Erdschichten, mit wasserdichten Wänden versehen sein.

Das in derartigen Zisternen aufgespeicherte Regenwasser kann bei vorhandenen Filtern in bezug auf Güte uud Verdaulichkeit dem besten Quell-, Fluss- oder Brunnenwasser gleichgestellt werden, von dem es sich nur durch einen weicheren Geschmack unterscheidet. Durch entsprechende Zusätze (Kalklösungen) kann aber auch diesem Übelstande zum grossen Teil abgeholfen werden. Das

---

Der im Karstgebiet und Dalmatien empfundene Wassermangel ist weniger eine Folge ungenügender Niederschläge, als vielmehr der ungünstigen Verteilung derselben und der Beschaffenheit der Bodenmasse des Landes, die hauptsächlich aus Höhlenkalk besteht. In Dalmatien schwankt der Jahresregenhöhe von 0,6 bis über 5 m (z. B. im Jahre 1900: In Inoschi 0,619, Zara 1,199, Budua 2,16, Fort Crkvice 5,407 m), aber die Regen konzentrieren sich auf den Frühling, Herbst und Winter, während der Sommer excessiv trocken bleibt. Die Niederschläge rinnen von den steilen, meist kahlen Bergen, die vielfach bis ins Meer hinabreichen, rasch ab. Die Hauptflüsse, die nur dünn bevölkerte Gegenden durchziehen, schwellen während der Regensperioden hoch an, während im Sommer die Rinnsale nahezu trocken bleiben (s. AB. 1901, S. 59).

Zisternenwasser ist ferner umso besser, je reiner die Auffangeflächen und das Zisterneninnere gehalten werden, weshalb letzteres wenigstens einmal im Jahre gründlich gereinigt werden soll. Das Wasser ist auch umso besser, je grösser die Verbrauchsmenge ist, bzw. je öfter der Inhalt der Zisterne erneuert wird. Da organische Substanzen durch Sauerstoff zerstört werden, so ist es gut das Zisternenwasser durch öfteres Heben und Senken des Schöpfgefässes an der Oberfläche (peitschen) möglichst viel mit der atmosphärischen Luft in Berührung zu bringen. Insekten können durch zeitweiliges Absenken kleiner Salzmengen vernichtet werden. Ein Aufrühren des Wassers in der Tiefe soll möglichst vermieden werden, um nicht den Bodensatz in Bewegung zu bringen.

Um bei der Wasserentnahme sowohl den Bodensatz als auch die etwa an der Oberfläche des Wassers schwimmenden Unreinigkeiten fernzuhalten geschieht die Entnahme am besten mittels Pumpe, deren Saugrohr etwa 0,5 m über der Sohle angebracht wird, und soll die Entnahme nur so lange geschehen, als der Wasserstand höher ist als etwa 1 m über der Sohle.

Anordnung der Zisternenanlagen.

Zu einer Zisternenanlage gehören: der Wasserbehälter (die eigentliche Zisterne, der Sammelbehälter, Sammelbrunnen), die Auffangeflächen (Sammelflächen) und die Reinigungsanlagen.

Der Wasserbehälter besteht in der Regel aus einem in die Erde versenkten Behälter von runder oder rechteckiger Grundrissform, mit Wänden und Boden aus geputztem Zementmauerwerk und überdeckt mit einem Gewölbe, welches eine den Schöpfschacht (Schöpfbrunnen) bildende Öffnung enthält. Derselbe erhält etwa 3 bis 5 m Tiefe und richtet sich die Grösse des Fassungsraumes im übrigen nach dem Bedarf, sowie nach der Grösse und Häufigkeit der Niederschläge. So erhielten z. B. die Wächterhauszisternen der istrischen und dalmatinischen Staatsbahnen 10 cbm Inhalt, und reichen dort selbst in den trockensten Jahren ohne Nachfüllung aus, während sie bei der Arlbergbahn, wo die Bewohner weniger an Sparsamkeit mit Wasser gewohnt sind, einen Fassungsraum von 18 cbm erhielten. Nach Finetti (ÖZ. 1884, 1885) sollen am Karst in vielen Dorfgemeinden 70 Liter pro Tag und Familie (ohne Rücksicht auf Kopfzahl und Viehstand) berechnet sein, und wird dieses Tageserfordernis bei länger andauernder Trockenheit wohl auch bis auf die Hälfte reduziert. Chiolich rechnet 15 Liter pro Kopf und Tag und 30 Liter täglich für ein Pferd oder ein Stück Schlachtvieh.

Bei den neuesten von der österr. Regierung in Dalmatien ausgeführten Wasserversorgungen mittels Zisternen wurde von der auf Erfahrung beruhenden

Norm ausgegangen, dass der bei dieser Versorgung aufs äusserste zu beschränkende Verbrauch für Mensch und Jahr 1 cbm (3 l pro Tag), für ein Pferd 3 cbm (8 l pro Tag), für ein Grossvieh 2 cbm (6 l pro Tag) und für ein Kleinvieh 0,1 cbm (0,3 l pro Tag) beträgt (AB. 1901, S. 59).

Man hat dann zu berücksichtigen ob die Zisterne das ganze Jahr hindurch benutzt werden soll, oder der im Behälter zu verwahrende Vorrat nur für die längste regenlose Zeit von etwa 3 bis 6 Monaten ausreichen soll. Letzteres gilt z. B. nach Finetti als Regel im österreichischen Küstenlande, während Chiolich annimmt, dass die Zisternen einen Vorrat für 4 Monate fassen sollen.

Als Auffangeflächen werden meistens die Dachflächen angrenzender Gebäude, zuweilen auch die angrenzenden Höfe, Plätze oder andere Bodenflächen benutzt. Doch ist bei Trinkwasserzisternen zu beachten, dass für dieselben gewisse Dacheindeckungen als Auffangeflächen nicht geeignet sind, weil sie dem Wasser gesundheitsschädliche oder übelschmeckende Beimengungen zuführen, wie dies bei Eindeckungen mit Blei, Kupfer, Zink, Asphalt und auch bei Holz der Fall ist. Die erforderliche Grösse der Auffangefläche ergibt sich aus der Bedingung, dass die während einer bestimmten Zeit gesammelte Regenmenge zur Füllung des nach obigem bestimmten Fassungsraumes der Zisterne genügen soll. Dabei kann mit Rücksicht auf die Verluste durch Verdunstung und Versickerung eine Gewinnung von etwa 50 bis 70 % der Niederschläge vorausgesetzt werden. Der letztere Prozentsatz ist für kleinere Niederschläge allerdings zu gross, da diese zum grössten Teil durch Verdunstung und Versickerung verloren gehen, allein anderseits kann nach Plate (ÖZ. 1878) angenommen werden, dass die heftigeren Niederschläge bis zu etwa 80 % nutzbares Wasser in die Zisternen abliefern. Bezeichnet daher h die gesamte Regenhöhe während der für die Füllung der Zisterne verlaufenden Zeit, F die Auffangefläche, α den Abflusskoeffizienten und M den Fassungsraum der Zisterne, so ist

$$M = \alpha F h,$$

$$F = \frac{M}{\alpha h},$$

worin nach obigem $\alpha = 0{,}5$ bis $0{,}7$ zu setzen ist. Bei den obgenannten neueren Wasserversorgungsanlagen mittels Zisternen in Dalmatien wurde für Dächer und gepflasterte Flächen $\alpha = 0{,}8$ angesetzt.

Erfahrungsgemäss genügt z. B. bei Bahnwächterhäusern eine Auffangefläche von etwa 80 qm.

Die Reinigungsanlagen haben den Zweck das Wasser vor dem Eintritt in den Behälter von den gesundheitsschädlichen und den Geschmack beeinträchtigenden Verunreinigungen, welche in Form von Staub usw. von der Luft

und den Auffangeflächen mitgenommen werden, zu befreien. Dies geschieht teils durch Klärung, teils durch Filtration. Erstere besteht in einer Ablagerung der gröbsten Sinkstoffe in besonderen Klärräumen (Schlickfängen, Klärkammern, Senkschächten, Setzkanälen), während die Filter aus Kies- oder Sandschichten bestehen, welche neben oder über dem Wasserbehälter angebracht sind, so dass sie vom zufliessenden Wasser in vertikaler oder horizontaler Richtung passiert werden, bevor es in den Behälter gelangt. Hierbei werden wo möglich verschiedene Korngrössen des Filtermaterials in der Weise angewendet, dass das gröbste Korn (höchstens von Haselnussgrösse) zuletzt passiert wird, also bei vertikaler Filtration zu unterst kommt.

Die Filter erhalten eine Mächtigkeit von etwa 0,5 bis 1,5 *m*. Bei den obgenannten neueren Zisternenanlagen in Dalmatien kamen Sandfilter von 1,2 bis 1,5 *m* Höhe zur Anwendung. Gewöhnlich haben diese Sandfilter noch ein Vorfilter, bestehend aus einer etwa 1 m starken Kiesschicht, von welchem Vorfilter das Wasser vorerst in einen mehr oder weniger geräumigen Rohwasserbehälter und von dort erst durch das Sandfilter in einen Reinwasserbehälter gelangt.

Die Leistungsfähigkeit der Filter ist sehr verschieden, je nach dem Grade der Verunreinigung des Wassers, der Beschaffenheit des Filtermaterials, der Höhe der Filterschichte und der Wasserschichte über derselben. Unter gewöhnlichen Verhältnissen kann angenommen werden, dass bei einer Mächtigkeit des Filters von etwa 0,6 m und einer Druckhöhe des Wassers von 0,5 m in 24 Stunden etwa 2 bis 2,5 cbm Wasser pro qm Filterfläche geliefert werden. Hieraus und aus dem Zufluss bei stärkeren Niederschlägen ergibt sich die erforderliche Grösse der Filter.

Ausser diesen festen Filtern gibt es noch bewegliche Filter, wie solche in Amerika verwendet zu werden pflegen. Dieselben werden nur bei der Entnahme mittels Pumpe benutzt und bestehen aus einem das durchlöcherte Entnahmerohr umschliessenden, an der Sohle der Zisterne aufsitzenden und bis über die Wasserfläche reichenden Filterkorb von ungef. 1 m Durchmesser, welcher bis zu etwa 0,5 m Höhe über der Sohle undurchlässig, im übrigen aber durchlöchert und mit Filtermaterial von nach innen zunehmender Korngrösse gefüllt ist. Zu dem Zwecke geschieht das Einfüllen des Filtermaterials durch Einstellen von herauszuziehenden Blechschablonen. Zur bequemen Reinigung des Filters und Erneuerung des Filtermaterials ist der Filterkorb aus mehreren Teilen zusammengesetzt, welche einzeln abgenommen und zutage gefördert werden können, oder es wird der ganze Korb mittels eines Kranes emporgehoben.

Zur Vermeidung von Überfüllung werden die Zisternen mit Überläufen versehen, welche entweder am Wasserbehälter, oder um eine unnötige Inanspruch-

nahme der Filter durch das auf diese Weise zum Ablauf kommende Wasser zu vermeiden, zweckmässiger über dem Filter oder an der Klärkammer in etwa 0,5 m Höhe über der Filterfläche angebracht sind. Da ferner nach einer längeren regenlosen Zeit das erstliche Regenwasser besonders unrein ist, so werden auch Vorrichtungen angewendet, wodurch dieses Wasser ganz abgeleitet wird.

Die Wasserentnahme aus den Zisternen geschieht entweder mittels Eimer, oder mittels Pumpe. Ersterer ist an einem Stiel oder Seil angebracht, welches über eine Rolle geführt oder auf einer Kurbelwelle aufgewunden ist.

Nachdem bei dieser Wasserversorgung immer nur ein sehr beschränkter Verbrauch zulässig ist, so ist es erforderlich dass derselbe unter Kontrolle gestellt und der Haushalt mit dem Zisternenwasser entsprechend der Jahreszeit und den vorhandenen Vorräten geregelt wird.

Taf. 1, Fig. 1—1_a. Wächterhauszisterne der Udine-Pontebba-Bahn (Italien, erbaut 1874—78). Das Regenwasser wird am Dache des Wächterhauses aufgefangen, vom Fallrohr *a* der Dachrinne durch einen Setzkanal *b* ohne vorherige Filtration in den Wasserbehälter *c* abgeleitet. Vor dem Einlauf in den letzteren befindet sich ein Drahtgitter zum Auffangen von gröberen Unreinlichkeiten, welches Gitter behufs Reinigung durch ein Mannloch von oben zugänglich ist. Der zylindrische Wasserbehälter *c* hat einen Fassungsraum von 12,56 cbm und ist bei *d* mit einem Überlauf versehen. Die Auffangefläche (ganze Dachfläche des Wächterhauses) beträgt 70 qm. Bei dieser Anordnung ist wegen mangelnder Filtration eine häufige Reinigung des Wasserbehälters erforderlich. Die Wasserentnahme geschieht mittels Eimer, dessen Seil über die Rolle *c* geführt ist (ÖZ. 1885).

„ „ Fig. 2. Zisterne mit Senkschacht *g* zur Aufnahme von Sinkstoffen. Als Auffangefläche ist hier die gepflasterte Hoffläche gedacht, von wo das Wasser durch den mittels eines Gitters abgesperrten Einlaufbrunnen *a* zum Senkschacht gelangt. Der Überlauf *d* kann aber auch als Zulauf dienen, wenn dieser Kanal mit Dachrinnen in Verbindung gebracht wird.

„ „ Fig. 3. Wächterhauszisterne der St. Peter-Fiume Bahn (Ungarn). Hier gelangt das von der Dachrinne *a* kommende Wasser zuerst in einen Senkschacht *b*, von wo es durch das Filter *f* in den Behälter *c* abfliesst. Letzterer hat einen quadratischen Querschnitt und tonnenförmige Gewölbe an Sohle und Decke, und ist mit dem Überlauf *d* versehen (ÖZ. 1885).

„ „ Fig. 4. Wächterhauszisterne der Karlstadt-Fiume Bahn (Baujahr 1872—73). Hier ist die Klär- und Filterkammer zu einem einzigen zylindrischen Behälter *f* von grösserem Inhalt vereinigt, während der durch die Offnungen *e* mit dem Filter verbundene Wasserbehälter *c* nur einen verhältnismässig kleinen Schöpfschacht bildet. Diese Anordnung hat zwar den Vorteil einer grossen Filterfläche und einer entsprechend grossen Leistungsfähigkeit des Filters, sowie dass das Wasser nur im Verhältnis des Verbrauches filtriert und dadurch vermieden wird, dass von dem filtrierten Wasser bei längerem Stehen grössere Mengen wieder schlecht würden, während damit aber anderseits wieder der Nachteil verbunden ist, dass bei geringerem Verbrauch das über dem Filter befindliche Wasser durch die Berührung mit den dort abgelagerten Sinkstoffen verschlechtert wird, sowie dass bei heftigerem Verbrauch der filtrierte Vorrat eventuell nicht ausreicht.

Das Filter besteht hier aus 6 Lagen Kies von verschiedener Korngrösse

(Wellsand bis Apfelgrösse), was aber als eine zu weit gehende, kostspielige Sortierung angesehen werden muss, da doch die Hauptaufgabe des Filtrierens der obersten Schicht zufällt, während die zwischenliegenden hauptsächlich nur das Durchfallen der oberen Massen zu verhindern und den Abfluss des Wassers möglichst zu erleichtern haben. Als Sammelflächen dienen hier teils Dachflächen teils der umgebende Boden (ÖZ, 1885).

Taf. 1, Fig. 5—5_a. Wächterhauszisterne der istrischen und dalmatinischen Staatsbahnen (erbaut 1875—76), wobei das Filter *f* über der Decke des viereckigen Wasserbehälters liegt. Die Auffangefläche besteht aus einer tellerförmigen gepflasterten Bodenfläche *a* von nur 50 qm. Das aufgefangene Wasser gelangt durch zwei Einläufe *d* in den Filterraum, von wo es wieder durch zwei auf den anderen Seiten gelegenen Wasserspeier *b* in den Wasserbehälter *c* gelangt. Letzterer hat einen Inhalt von 10 cbm (ÖZ. 1885).

„ „ Fig. 6—7. Venezianische Zisternen, bei denen der Klärraum *b* in den Filtersand *f* eingebettet und dieser nebst dem Wasserbehälter *c* von einem besonderen wasserdichten Behälter *a* umschlossen ist, welcher entweder wie bei Fig. 6 aus Lehm oder wie in Fig. 7 ans Zementmauerwerk besteht. Der Klärraum besteht aus einem ringförmigen Kanal, welcher entweder wie in Fig. 6 nur aus in den Sand eingebetteten Hohlziegeln gebildet, oder wie in Fig. 7 noch mit Bodenplatten versehen ist, deren Fugen behufs Durchsickerung des Wassers offen sind. Das Wasser gelangt in diesen Kanal durch die Einläufe (Sturzlöcher) *d* vom Hofraum, oder durch Seitenkanäle welche mit den Fallrohren von Dachrinnen in Verbindung stehen. Der Wasserbehälter *c* besteht im oberen Teil aus wasserdichtem Mauerwerk, während er unten auf etwa 8,6 m Höhe für den Eintritt des filtrierten Wassers mit offenen Fugen versehen ist.

In früheren Zeiten geschah die Wasserversorgung Venedigs ausschliesslich mit solchen Zisternen. Dieselben wurden aber in neuerer Zeit, seitdem die Stadt eine moderne Wasserversorgung mit vom Festlande entnommenem Leitungswasser besitzt, zum grössten Teil entbehrlich.

„ „ Fig. 8—8_a. Zisterne der „Fünf Brunnen" (Cinque pozzi) in Zara. Dieses aus alter Zeit herstammende, von den Venezianern ausgeführte Bauwerk hat verschiedene bemerkenswerte Eigentümlichkeiten aufzuweisen. Dasselbe besteht aus einem langgestreckten überwölbten Kellerraum, wovon Fig. 8 einen Teil des Grundrisses und Fig. 8_a einen Teil des Querschnittes vorstellt. Dieser Raum ist durch zwei durchbrochene Mauern in der Längsrichtung in drei Abteilungen geschieden, von denen die mittlere wieder durch Querwände in fünf Abteilungen zerfällt, die jede für sich eine Zisternenanlage mit Filtersandfüllung *f* und Wasserbehälter *c* ausmacht, während die äusseren Räume *b* als Klärkammern dienen (4 an der Zahl). Das von den Dächern kommende Regenwasser gelangt durch zwei Einläufe *a* in diese Kammern, von wo es durch die Sandfilter in horizontaler Richtung zu den Wasserbehältern durchsickert.

Behufs innerer Ventilation sind die Einfassungsmauern der Wasserbehälter nicht bis zum Deckengewölbe emporgeführt, sondern unmittelbar über der Filterfüllung abgestuzt und darüber im Gewölbe Öffnungen mit je einem Einfassungsaufsatz angebracht, welche die äusseren Schöpfbrunnen bilden. *k* ist ein unter den Filtern durchlaufender Überlaufs- und Entleerungskanal, welcher mit den Klärkammern in Verbindung steht.

Das Bauwerk wird noch gegenwärtig für die Bäckerei des dortigen Militär-Verpflegsamtes benutzt (ÖZ. 1885).

„ „ Fig. 9—9_a. Zisterne am Hafen zu Pillau. Das von Dachflächen aufgefangene Regenwasser gelangt von den Abfallrohren durch Tonrohrleitungen zunächst in die drei Klärkammern (Schlickfänge) *B*, von wo es durch das mit Kies und Sand gefüllte Filterbassin *F* nach dem Sammelbrunnen durchsickert.

Die horizontal schraffierten Mauerflächen sind aus Lochsteinen bzw. mit offenen Fugen hergestellt. *G* ist ein Überlauf. Die Kosten der Anlage betrugen 5,200 Rmk (ZfB. 1884, S. 158).

Taf. 1, Fig. 10—13. Neuere Zisternen der Wasserversorgung in Dalmatien. Zur Abhilfe des im Lande vielfach herrschenden Wassermangels wurden in neuerer Zeit von der Regierung, nebst vielen Wasserleitungen für die Städte und mehrere Landgemeinden, für die letzteren auch zahlreiche Zisternen, als die einzig mögliche Art der Wasserversorgung angelegt. Dieselben bestehen bei Trinkwasserversorgungen aus einem je nach dem Bedarf mehr oder weniger geräumigen gedeckten Rohwasserbehälter in den sich das Niederschlagswasser durch ein vorgebautes kleineres Vorfilter aus Schotter von 1 m Höhe teilweise geklärt ergiesst und von wo es im Verhältnis des Verbrauches durch ein grösseres Sandfilter von 1,2 bis 1,5 m Höhe in den Reinwasserbehälter (Schöpfkammer) durchsickert. Die Mauern sind aus Bruchsteinen mit hydraulischem Mörtel hergestellt und haben auf der Wasserseite einen Anlauf von $^1/_{10}$. Die Sohle besteht aus einem 20 cm starken Betonschlag und einer Bruchstein-, Ziegel oder Beton-Pflasterung. Die Gewölbe sind äusserlich mit Zementmörtel abgedichtet und mit trockenem Erdmaterial überschüttet. Für grössere Viehstände bestehen offene, vom Erdboden ausgehobene Reservoire, bei denen das Wasser durch ein gedecktes Filter möglichst rein und kühl zu einem Schöpfschacht gelangt.

Aus Fig. 10—10_c ist eine Gemeindezisterne in Tijarice von 1000 hl (100 cbm) Fassungsraum zu ersehen. Hier gelangt das vom angrenzenden Gelände zufliessende Regenwasser durch zwei Vorfilter *a* unmittelbar in ein gemeinsames Sandfilter *b* und von hier in einen kreisförmigen Reinwasserbehälter *c*, in dessen Mitte sich der Schöpfschacht befindet. — Fig. 11—11_b zeigen das Projekt für eine Gemeindezisterne in Vranovič, deren Fassungsraum 2500 hl (250 cbm) beträgt. Bei dieser Anlage wird das von natürlichen Sammelflächen ablaufende Niederschlagswasser durch eine wehrartige Mauer *i* hinter dem Gebäude aufgestaut und passiert zuerst ein äusseres Vorfilter *a*, welches in Form eines Schotterdammes vor den Einlauflöchern zum inneren Vorfilter *b* liegt. Vom letzteren fliesst das Wasser nach einem geräumigen zweischiffigen Rohwasserbehälter *c* ab und passiert dann beim Übergang zur Reinwasserkammer *e* ein grösseres Sandfilter *d*. Die Überläufe *g* und *h* sind bzw. am Vorfilter *b* und am Sandfilter *d* angebracht. Die bei den Filtern für den Durchgang des Wassers angebrachten Öffnungen in den Mauern sind durch Ziegel mit entsprechend grossen offenen Fugen ausgefüllt (s. Fig. 11_a & 11_b). — Nach gleichem Prinzip ist die aus Fig. 12—12_b ersichtliche Zisterne von 5000 hl (500 cbm) Fassungsraum in Provicchio superiore erbaut. Dieselbe wird von einem Kirchendach, einer Pflasterung und dem natürlichen Boden aus gespeist und ist für diese verschiedenen Zuflüsse an zwei Seiten mit Einläufen und je einem Vorfilter versehen. Die übrige Anordnung ist hier die gleiche wie im vorigen Falle, nur mit dem Unterschied, dass der Rohwasserbehälter hier dreischiffig, der Reinwasserbehälter zweischiffig und der Überlauf in zweckmässiger Weise am Rohwasserbehälter angebracht ist. — Fig. 13—13_b zeigen die Anordnung einer mit Sandfilter versehenen Gemeindetränke von 3000 hl (300 cbm) Fassungsraum in Velič (AB. 1901, S. 59, Bl. 49—51).

2. Wassergewinnung aus Staubecken.

Staubecken oder Stauweiher (Reservoire) sind künstliche Teiche oder Seen, hervorgebracht durch Abschliessung von Tälern mittels Talsperren

in Form von Stau-, Absperr- oder Abschlussdämmen, behufs Aufspeicherung des zufliessenden Wassers von Bächen, Quellen und atmosphärischen Niederschlägen.

Ausser für die gewöhnliche Wasserversorgung von Ortschaften mit Trink- und Nutzwasser werden solche künstliche Sammelbecken auch noch zu anderen Zwecken, namentlich für Wasserkraftanlagen, zur Bewässerung von Ländereien, zur Regelung der Wasserstände bei schiffbaren Flüssen und zur Speisung von Schiffahrtskanälen sowie zur Regelung des Abflusses gefährlicher Hochwässer (Retentionsbehälter) usw. ausgeführt.

Es sind daher diese Anlagen von ausserordentlich grosser wirtschaftlicher Bedeutung, infolge dessen dieselben schon in den ältesten Zeiten namentlich im Orient, in Aegypten, Spanien usw. in ausgedehntem Masse in Anwendung waren und in der modernen Wasserwirtschaft der Kulturländer eine hervorragende Rolle spielen. In neuerer Zeit kam der Fortschritt der modernen Technik auch auf diesem Gebiete, namentlich in einer rationellen Gestaltung des Baues gemauerter Sperrdämme zur Geltung, was zur Verbreitung dieser Anlagen wesentlich beigetragen hat.

In den letzten zwei Jahrzehnten ist ganz besonders Deutschland auf diesem Gebiete allen anderen Staaten vorangegangen und war es namentlich Intze, der den Talsperrenbau zu einer hohen Entwicklung und ausgedehnten Anwendung gebracht hat. Seine Wirksamkeit erstreckte sich insbesondere auf das Ruhr- und Wuppergebiet, wo seit dem Jahre 1889 von ihm 16 Staubecken zur Ausführung kamen, die zusammen mit noch 4 weiteren derzeit in Ausführung begriffenen einen Inhalt von 59 Millionen Kubikmeter und einen Kostenaufwand von rund 35 Millionen Mark repräsentieren. Diese Anlagen sind für die Industrie gewisser Städte jener Gebiete, wie Remscheid, Solingen, Barmen-Elberfeld usw., die vorher zeitweilig an einem empfindlichen Wassermangel litten, von allergrösster Bedeutung. Darunter befindet sich das berühmte Urfttal-Staubecken bei Gemünd, das durch eine Sperrmauer von 58 m Höhe über der Fundamentsohle (derzeit die grösste in Europa) einen See von 10 km Länge, 216 ha Oberfläche und 45,5 Millionen cbm Rauminhalt bildet, und welche Anlage die Schaffung einer Kraftstation von 16 400 PS und Hochwasserschutz bezweckt. Die daselbst erzeugte elektrische Kraft von 22 Millionen Kilowattstunden wird auf einem Verteilungsnetze von 300 bis 400 km Länge versandt und in dem Stadt- und Landkreis Aachen, sowie in den Kreisen Düren, Schleiden usw. zur Kraft- und Lichterzeugung verwertet. Die Gesamtkosten der Anlage werden mit rund 9 Millionen Mark angegeben und soll eine jährliche Einnahme von 640 000 Mark bereits jetzt gesichert sein.

Auch im Harz- und Wesergebiete, in Preussisch-Schlesien und

in Sachsen sind in neuerer Zeit zahlreiche Anlagen dieser Art zur Ausführung gekommen oder in Ausführung begriffen (ÖM. 1907, H. 7, S. 109—vgl. „Wasserbau" I. Teil 2. Aufl. S. 163).

Beim Entwerfen von Staubecken behufs Wasserversorgung sind folgende Umstände zu beachten:

Was vorerst die Beschaffenheit des auf diese Weise gewonnenen Wassers betrifft, so sind zwar die einem Staubecken zufliessenden Wässer mehr oder weniger verunreinigt, allein dieselben werden durch gegenseitige Vermischung, Ablagerung und durch chemische und physikalische Prozesse im Becken derart geklärt und gereinigt, dass sie meistens ohne künstliche Reinigung ein gutes Trinkwasser abgeben. Diese Klärung und Reinigung macht sich desto mehr geltend, je grösser das Becken ist, indem dann die verschiedenen Zuflüsse desto mehr Zeit finden sich mit einander zu vermischen und jene Klärungs- und Reinigungsprozesse durchzugehen. Da kahle Erdflächen mit dem Regenwasser mehr Schlamm liefern als bepflanzte, so ist es für die Reinheit des Wassers gut, wenn die Zuflussgebiete der Staubecken möglichst viel bepflanzt sind. Ferner wird die Reinheit des Wassers wesentlich befördert, wenn die Sohle des Beckens von kalkiger oder kieselsandiger Beschaffenheit ist.

Wenig geneigte Ufer geben Veranlassung zu Versumpfungen und damit zur Verunreinigung des Wassers. Bei grösseren Becken hat auch der Wellenschlag einen ungünstigen Einfluss auf die Beschaffenheit des Wassers, indem sich derselbe bis zu einer Höhe von 2 bis 3 m über dem Wasserspiegel gegen die Ufer und bis zu einer Tiefe von etwa 6 m unter der Oberfläche geltend macht. Hierdurch werden die Ufer abgespült und der Boden aufgerührt, weshalb die Ufer möglichst steil sein sollen und die Wassertiefe überall möglichst grösser sein soll als 6 m. Bei der Feststellung der Höhe des Sperrdammes ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass namentlich bei Erddämmen die Krone über dem höchsten Wellenbereich zu liegen kommen muss, da sonst keine Sicherheit gegen eine Zerstörung des Dammes durch Überspülung vorhanden ist.

Die Temperatur des Wassers nähert sich bei den Staubecken an der Oberfläche derjenigen der atmosphärischen Luft, an der Sohle dagegen derjenigen des Bodens, daher im Sommer das Wasser an der Oberfläche wärmer als in der Tiefe, während im Winter das Umgekehrte der Fall ist. Nachdem aber das Wasser bei 4° C. das grösste spezifische Gewicht hat, so wird sich das Wasser von dieser Temperatur immer in der Tiefe sammeln, daher das aus tiefern Schichten (15 bis 30 m unter dem Wasserspiegel) entnommene Wasser erfahrungsgemäss von nahezu konstanter Temperatur ist, welche sich jener von 4° C. nähert. Da diese Temperatur auch für die Vermehrung der Mikroben ungünstig ist, so ist das aus grösseren Tiefen entnommene Wasser auch aus diesem Grunde mehr rein

als bei kleineren Tiefen. Gegen die Vermehrung der Mikroben ist es auch vorteilhaft wenn das Wasser kalkhaltig ist.

Der erforderliche Rauminhalt eines Staubeckens und die dadurch bedingte Grundfläche desselben ist von der Grösse des Bedarfes und von der Grösse und Verteilung der Zuflüsse auf die verschiedenen Zeiten des Jahres abhängig. Im allgemeinen kann je nach den örtlichen Verhältnissen (Klima, Durchlässigkeit des Bodens usw.) auf eine Gewinnung von etwa 30 bis 80 % der gesamten auf das Sammelgebiet entfallenden Niederschlagsmengen gerechnet werden.

Nach den Ermittlungen von Intze fliessen z. B. im Ruhrgebiet jährlich 70 % der 1,0 bis 1,1 m betragenden Regenhöhe ab. Die kleinste Abflussmenge von 1 qkm beträgt dort 1,5 bis 2 sl, die mittlere 22 bis 25 und die grösste bis zu 1000 sl (ZfAuI. 1899, H. 1). Ferner wurden für das Wuppergebiet oberhalb Dalhausen von einem Niederschlagsgebiet von 213,4 qkm nach fünfjährigen Beobachtungen für die einzelnen Monate folgende durchschnittliche Abflussmengen in Prozenten der Niederschlagsmengen festgestellt: Januar 84, Februar 73, März 68, April 62, Mai 40, Juni 45, Juli 48, August 46, September 61, Oktober 74, November 86 und Dezember 86 %. Im Jahresdurchschnitt also 65 % (Kg. S. 230).

Hiervon sind dann noch die Verluste durch Verdunstung von der Wasserfläche und durch Versickerung von der Sohle des Beckens abzuziehen. Bezüglich dieser Verluste wird auf den I. Teil des „Wasserbau" verwiesen. Nach Lueger kann bei Staubecken der Verdunstungsverlust je nach dem Klima und der Jahreszeit gleich 4 bis 10 mm in 24 Stunden und die Versickerung bei Sperrdämmen aus Erde, welche im allgemeinen grössere Versickerungsverluste ergeben als gemauerte Staudämme, $\frac{1}{3} BH$ cbm täglich angenommen werden, wenn B die mittlere Breite des Dammes und H die mittlere Wassertiefe vor demselben bezeichnet.

Man hat ferner zu berücksichtigen, dass meistens ein beträchtlicher Teil der Zuflüsse bei Hochwasser durch Überläufe talwärts abfliesst, also zur Füllung des Beckens nicht beiträgt, dass aber dieser Verlust oft durch Regelung des Wasserverbrauches wesentlich beeinflusst werden kann, wenn die stärkste Benutzung des gesammelten Wassers in die Zeiten der grössten Zuflüsse verlegt werden kann.

Von Wichtigkeit, sowohl zur Beurteilung der Wasserzuflüsse und der Sickerverluste als auch mit Rücksicht auf die Gründung des Sperrdammes ist die Kenntnis der geognostischen Beschaffenheit des Talgeländes. Die Wasserergiebigkeit ist wesentlich grösser, wenn die Gesteinsschichten der Talgehänge von beiden Seiten nach dem Tale einfallen, als wenn es umgekehrt der Fall ist, da im ersteren Falle alle von den Schichten ablaufenden Wässer in das Sammelbecken abfliessen, während sie sonst in andere Sammelgebiete gelangen. Bei einem aus Schwemmland bestehenden Untergrund ist es von Wichtigkeit, dass die Schich-

ten die nötige Tragfähigkeit besitzen und möglichst wenig geneigt seien, namentlich wenn sich darunter tonige Schichten vorfinden, die bei Wasserzutritt leicht schlüpfrig werden und zu Bewegungen des Bodens (Rutschungen) Anlass geben können. Dies gilt namentlich vom Untergrund des Sperrdammes. Wenn der Untergrund bis auf grössere Tiefen aus Schwemmland besteht, ist es meistens am zweckmässigsten den Sperrdamm aus Erde auszuführen, da gemauerte Dämme nur dann eine genügende Sicherheit erbieten, wenn sie auf Felsboden gegründet sind. Doch sind Erddämme nur zweckmässig für Höhen bis zu etwa 30 m, teils weil bei grösseren Höhen durch den starken Wasserdruck leicht eine zu weit gehende Durchfeuchtnng des Dammes eintreten kann, teils aber auch weil dann ein Erddamm mit Rücksicht auf die erforderlichen bedeutenden Erdmassen in ökonomischer Beziehung nicht mehr vorteilhaft ist. Auch bei der Gründung auf Felsboden dürfen bei geschichteten Formationen die oberen Lagen nahe unter dem Fundament keine Ton- oder Mergelschichten enthalten, da dieselben Verschiebungen des Fundaments und Dammbrüche verursachen können. Diese Gefahr ist in geringerem Grade vorhanden, wenn die Schichten gegen das Sammelbecken einfallen.

Die Lage des Sperrdammes ist so zu wählen, dass bei der Erreichung des erforderlichen Fassungsraumes des Beckens eine sichere Gründung und ein möglichst guter, wasserdichter Anschluss an Sohle und Ufer, sowie ein möglist kleiner Kostenaufwand erreicht wird. Da die Kosten der Länge der Mauer proportional sind, so wird man für deren Lage in der Regel eine möglichst enge Stelle des Tales wählen. Bei der Wahl der Lage eines Staubeckens ist ferner die unmittelbare Nähe bewoh. ter Orte tunlichst zu vermeiden, unterhalb wegen der Gefahr eines etwaigen Dammbruches und oberhalb wegen der von den Ortschaften ausgehenden Verunreinigungen.

Bezüglich der Konstruktion und Ausführung der Staudämme wird auf die „Stauwerke“ verwiesen (s. „Wasserbau“ I. Teil, 2. Aufl. S. 148).

3. Gewinnung von Quellwasser.

Das Quellwasser ist infolge seiner natürlichen Filtration beim Durchgang durch die Erdschichten am meisten frei von organischen Verunreinigungen, und dadurch, sowie durch seine Schmackhaftigkeit und niedrige gleichmässige Temperatur besonders geeignet zur Wasserversorgung. Die Quellen sind zutage tretendes Grundwasser, welches überall dort vorzukommen pflegt, wo durchlässige Erd- oder Gesteinsschichten auf undurchlässigen aufruhen und wo es dann aus den Spalten dieser Schichten, oder aus vor denselben gelagerten Gesteinstrümmern hervortritt. Undurchlässig sind namentlich Ton und Lehm und die festeren

Felsarten, wie Granit, Gneis, Porphyr, sowie auch der Schiefer, während Sand, Kies, Gerölle, sowie Kalkstein, Dolomit, Buntsandstein usw. durchlässig sind. Auch pflegen die Quellen in ebener Umgebung aus dem Schwemmland aufzusteigen.

Behufs deren Ausnutzung zur Wasserversorgung werden die Quellen durch sog. Brunnenstuben, Sammelstuben, Quellenstuben, Quellenkammern, Quellenhäuser oder Wasserschlösser abgefangen (gefasst). Diese Brunnenstuben bestehen aus einem gegen die Einwirkung von Frost und Hitze wenigstens 2 m tief in den Erdboden versenkten gemauerten Sammelbehälter, der zum Schutz des Wassers gegen Verunreinigung, sowie auch gegen Temperatureinflüsse überdeckt und zur Besichtigung und allfälliger Ausbesserung mit einem verschliessbaren Zugang versehen ist. Letzterer besteht, jenachdem die Brunnenstube mehr oder weniger in den Boden eingebaut ist, aus einem Einsteigeschacht oder einer Tür. Esterer ist zur Vermeidung von Verunreinigungen seitwärts des Behälters anzulegen. Zur Verhinderung des Eindringens von Unreinigkeiten in die Leitung wird deren Mündung mit einem Seiher oder Drahtnetz versehen, und ist dieselbe, um den Bodensatz von der Leitung fernzuhalten, in einer Höhe von wenigstens 0,5 m über dem Boden des Behälters anzubringen. Zur Ableitung des überschüssigen Wassers ist ein Überlauf und zur gänzlichen Entleerung des Behälters ein Leerlauf anzubringen von denen letzterer aus einem mit Ventil geschlossenen Rohr besteht. Der Überlauf kann gleichfalls aus einem Rohr bestehen, welches man in das Entleerungsrohr einmünden lassen kann. Zur Reinhaltung der Luft wird ein Lüftungsrohr angebracht.

Bei Quellen die viel Sand führen erhält die Stube vor dem eigentlichen Reinwasserbehälter (Wasserkammer) einen Klärbehälter (Sandkammer, Sandfang) vorgebaut, dessen Ein- und Auslauf in der Höhe des Wasserspiegels liegen. Dieser einen Überfall bildende Auslauf kann dann nach der bei der Besprechung der „Wehre" angegebenen Regel (s. „Wasserbau" I. Teil 2. Aufl. S. 84) zur Feststellung der jeweilig zufliessenden Wassermenge benutzt werden. Ist nämlich b die Breite des Überfalles und h die Wassertiefe über der Krone des Auslaufes, so ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \tfrac{2}{3}\,\mu\, bh \sqrt{2gh},$$

worin der Ausflusskoeffizient $\mu = 0{,}55$ bis $0{,}65$ und die Beschleunigung der Schwere $g = 9{,}81$ m.

Bei der Herstellung einer Brunnenstube müssen zunächst durch Entfernung der lockeren Massen die festeren Schichten möglichst freigelegt werden. Man hat dann zu unterscheiden, ob die Quelle an einem Abhange oder in ebener Umgebung zutage tritt. Im ersteren Falle wird die Stube mit einer an geeig-

neten Stellen durchbrochenen Wand an die Bergseite angeschlossen. Wenn neben der eigentlichen Quelle noch an anderen Stellen Wasser hervortritt, so kann dasselbe oft durch Drainrohre, gelochte Sammelrohre, Sickerdohlen, Sickerschlitze, Sammelkanäle, oder durch einen senkrecht zur wasserführenden Schicht vorgetriebenen Stollen, wie solche später besprochen werden (s. „Gewinnung von Grundwasser“ und „Bodenentwässerung“) aufgefangen und in die Quellenstube geleitet werden. Beim Auftreten mehrerer von einander mehr oder weniger entfernter Quellen werden dieselben jede für sich durch eine Brunnenstube gefasst und deren Zweigleitungen zu einer gemeinsamen Hauptleitung zusammengeführt, wobei an der Vereinigungsstelle ein gemauerter Sammelbehälter angelegt wird.

Quellen, die in ebener Umgebung aufsteigen, bilden gewöhnlich einen Tümpel, Sumpf oder Teich, den man zuerst durch einen Ablaufgraben möglichst zum Abfluss bringt, oder durch Auspumpen entleert, worauf nach Reinigung des Tümpels und möglichster Freilegung des festen Bodens die aus einer überdeckten Umfassungsmauer bestehende Brunnenstube hergestellt wird.

Zur Vermeidung der Verunreinigung des Quellwassers durch eingedrungenes Oberflächenwasser (wildes Wasser) wird dieses in der Umgebung der Brunnenstube durch Entwässerungsgräben und Drainierungen möglichst zum Abfluss gebracht, nebstdem die Wände der Brunnenstube möglichst wasserdicht hergestellt werden (in Zementmauerwerk, etwa auch mit Asphaltüberzug oder Lettenbeschlag).

Taf. 2, Fig. $1-1_b$. Quellenfassung zur Wasserversorgung für den Bahnhof Willmenrod. Hierbei werden mehrere Quellen *a*, *b*, *c* (Fig. 1) benutzt, welche durch unterirdische gemauerte Kammern (Fig. 1_a) gefasst sind. Von jedem dieser Behälter führt eine mit Seiher versehene Rohrleitung zu einer gemeinsamen Brunnenstube (Fig. 1_b), von wo das Wasser in die Hauptleitung *B* gelangt. *C* ist ein Überlauf (CBl. 1887, S. 327).

„ „ Fig. $2-2_a$. Quellenfassung für die Wasserversorgung der Station Rachitovich in Istrien mittels Sickerschlitzen und Brunnenstube (ÖZ. 1878).

„ „ Fig. $3-3_d$. Quellenfassung der Wasserversorgung von Reiselfingen in Baden (ausgeführt 1881). Hierbei traten die Quellen *h* (Fig. 3) an drei nahe bei einander gelegenen Stellen zutage, die aber durch Nachgrabung an der obersten Stelle in eine einzige vereinigt wurden. Diese Nachgrabung bestand darin, dass man mittels eines Stollens von 0,75 m Breite 1,8 m Höhe und 23 m Länge (Fig. $3-3_a$) auf einer im zerklüfteten Sandstein eingebetteten 10 cm starken wasserführenden Tonschicht der Hauptwasserader nachging, wobei ausser dieser vor Ort des Stollens austretenden Hauptader rechts und links aus den Seitenspalten neue Wasseradern hinzutraten.

Im Stollen wurde in der hinteren Strecke *a b* eine in Mörtel versetzte Steindohle (Sammelkanal) von 25 cm Weite und Höhe angeordnet, welche an sämtlichen Stellen, wo Wasseradern eintraten, 10 cm weite Schlitze erhielt. Dieselbe ist auf 50 cm Höhe mit Schotter überdeckt, worauf eine Steinpackung folgt. In der Strecke *b c*, wo infolge von ungenügender Überdeckung des Stollens mit

natürlichem Boden das Tagewasser eindringt, erhielt die Dohle zum Schutz gegen Verunreinigung des Quellwassers durch das Wildwasser eine muldenförmige Abdeckung von Lehm und Beton (Fig. 3_a). Diese Abdeckung hat Gefälle nach vorne und wird das auf dieselbe gelangende Wasser mittels einer Tonröhre *R* in das Entleerungs- und Überlaufrohr *D* (Tonröhre) geleitet. Auf die Strecke *cd* ist die Dohle vollständig geschlossen ausgeführt und mündet durch ein Zementrohr in die Brunnenstube. Am hinteren Ende bei *c* erhielt diese Dohle flügelartige Abschlüsse aus Beton, um alles neben der offenen Dohle etwa herlaufende Wasser in die geschlossene einzuleiten.

Die Brunnenstube enthält drei Kammern von je 80 cm Breite und 70 cm Länge, nämlich die Sandkammer *A*, die Wasserkammer *B* und die Vorkammer *E* (Fig. 3_b—3_c). Von der Sandkammer fliesst das Wasser über die Zwischenwand in die Wasserkammer, von wo es durch den Seiher *S* in die Leitung gelangt, während das Überwasser durch eine an der Oberkante der zweiten Zwischenwand angebrachte Rinne in die Vorkammer *E* und von dieser durch das Entleerungsrohr *d e* abfliesst. Zur Entleerung der Sandkammer und der Wasserkammer befindet sich im Boden der Brunnenstube ein 10 cm weites Rohr, welches im Boden der Sandkammer durch eine Klappe geschlossen ist und im Boden der Wasserkammer einen Abgang nach aufwärts hat, während es in der Vorkammer durch einen Schieber geschlossen ist. Durch Öffnen des letzteren entleert sich zunächst die Wasserkammer und dann beim Heben der Klappe auch die Sandkammer. Dieses Leerlaufrohr ist etwas grösser im Durchmesser als die Hauptleitung und braucht man daher zum Abschliessen der letzteren keinen besonderen Schieber, da beim Öffnen des Leerlaufschiebers die Brunnenstube sich völlig entleert. Fliesst mehr Wasser zu als verbraucht wird, so läuft es in die Vorderkammer über, von wo es durch das Entleerungs- und Überlaufrohr abfliesst. Die Brunnenstube ist durch eine Treppe zugänglich und durch eine mit Ventilationsöffnung versehene eiserne Tor geschlossen (Bckr.).

Taf. 2, Fig. 4—4_d. Quellenfassung der Mošćanica der Wasserversorgung von Sarajevo. Die den Mošćanicabach bildende Hauptquelle entströmte vor Beginn der Arbeiten in mehreren getrennten Wasseradern dem Fusse einer dem Mutterfelsen vorgelagerten Steinhalde. Um diese Wasseradern zu sammeln wurde ein zur Vermeidung von Störungen der Quellenaustritte ohne Anwendung von Sprengmitteln im Felsen ausgearbeiteter Sammelkanal hergestellt, welcher sodann ausgemauert und überwölbt wurde, und so einen Sammelstollen K_1 von 17,2 m Länge, 1,5 m Breite und 3,20 m Höhe bildet (Fig. 4—4_a). In dessen bergseitigem Widerlager, sowie an der Stirnseite bei *a* sind für die dort befindlichen Zuflüsse entsprechend grosse, teils überwölbte, teils überkragte Öffnungen ausgespart, das Widerlager selbst und die Stirnmauer aus trockenem Hackelsteinmauerwerk mit offenen Stossfugen von 4 bis 5 cm Breite hergestellt und beide behufs Abhaltung der Tagewässer mit 3 cm starkem Betonguss abgedeckt. Eine am anderen Ende des Kanals bei *b* durch Auftrieb hervortretende Quelle ist mit einer Nische umfasst (Fig. 4_b) und eine bergseits um 2 m höher gelegene kräftige Wasserader mit besonderem Kanal bei *c* dem Stollen zugeleitet. Letzterer ruht, mit Ausnahme der Stellen der Quellenauftriebe, zum Schutz gegen Unterwaschung auf einer 50 cm starken Betonschicht. Das talseitige Widerlager ist zur Erzielung vollständiger Wasserdichtigkeit in Zementmörtel gemauert und mit einer 30 cm starken Lehmhülle hinterstampft. Die Ventilation und Beleuchtung vermitteln zwei kreisrund gemauerte, mit aufgesetzten Laternen versehene Schlächte *S*.

Dieser Sammelkanal ist durch einen winkelrecht von demselben ausgehenden, in gleicher Weise ausgeführten Zuleitungskanal K_2 von 26,37 m Länge mit dem Quellenhaus verbunden. Letzteres enthält zwei gleich grosse, mit einander in Verbindung stehende überwölbte Kammern W_1 und W_2 und hat bei einer Tiefe von

1,5 m einen Fassungsraum von 150 cbm. In die erste mündet der Zuleitungskanal, während aus der zweiten der Abfluss in die Rohrleitnng zur Stadt erfolgt. Neben diesem 225 mm weitem Rohrstrang befindet sich ein Entleerungsrohr von 150 mm Weite, an deren Brustmauer die Schieberkammer zu deren Absperrung angefügt ist. Das Überwasser fliesst durch einen in der Stirnseite der ersten Kammer angebrachten Überlauf und einen mit selbsttätiger Verschlussklappe abgesperrten gemauerten Kanal in ein gepflastertes Hochflutgerinne.

Gegen die Einwirkung der Aussentemperatur sind sowohl die Kanäle als auch das Quellhaus durch Erdanschüttungen geschützt (Bf.).

Taf. 2, Fig. 5—5$_a$. Fassung einer intermittierenden Quelle in Verbagno auf Lesina. Auf der 68 km langen und durchschnittlich 6,6 km breiten bergigen dalmatinischen Insel Lesina treten die Quellen auf dem südlichen Hange oberhalb Vrišnik-Sfirze an drei Stellen in einem Horizonte zwischen 170 bis 190 m über dem Meere beständig aus, in Verbagno und Dol St. Maria zur Regenzeit in einem Horizonte zwischen 60 bis 70 m; im Tale in der Tiefe, wenig oberhalb des Meereshorizonts in den Küstenorten Cittavecchia, Gelsa und Verbosca, am Strande. Die Tief- und Strandquellen sind qualitativ minderwertig, letztere überdies im Sommer von salzigem Beigeschmack. Die Hochquellen in Verbagno und Dol versiegen im Sommer gänzlich.

In Verbagno wurde die Winterquelle „Vir“ nächst der Ortschaft, die zuweilen auf 10 sl anschwillt, in dem 11 m tiefen Schlund aus dem sie emporsteigt, mit einem Brunnenschacht ummauert und diesem in halber Höhe ein geräumiges Reservoir angefügt. Der Überlauf des Brunnens, aus dem geschöpft wird solange die Quelle austritt, führt durch das Reservoir und frischt das Wasser in demselben auf. Die Mauern sind aus Bruchsteinen in Zementmörtel und die Gewölbe aus Ziegeln hergestellt. Die Baukosten betrugen 12 800 Kronen (ÖW. 1904, S. 569).

„ „ Fig. 6—6$_b$. Quellenfassung der Wasserversorgung von München im Tale der Mangfall. Ein Teil des vom Ufergelände austretenden Quellwassers strömte vor der Fassung in und unter dem stark porösen Tuff dem Flusse Mangfall zu, während ein anderer als Quelle zutage trat und über den Tuff fliessend in den Fluss gelangte (Fig. 6). Die Fassung wurde in der Weise durchgeführt, dass man in Abständen von etwa 100 m senkrecht gegen die Berglehne Stollen mit einiger Steigung der Sohle bis an eine wasserundurchlässige Flinzschicht derart vortrieb, dass etwa $^1/_8$ der Höhe des Stollenprofils in den Flinz eingeschnitten wurde. Senkrecht zu diesen Ableitungsstollen wurde dann ein parallel zur Lehne fortlaufender Sammelstollen in der Art ausgeführt, dass von den Enden der Ableitungsstollen aus nach zwei Seiten hin, bis zur Vereinigung dieser Zweige vorgetrieben wurde (Fig. 6$_a$—6$_b$). Die in diesen Stollen ausgeführten Sammelkanäle bestehen nach Fig. 6$_c$ aus Trockenmauerwerk mit offenen Fugen. Das in den Ableitungsstollen abfliessende Wasser ergiesst sich in die zur Stadt führende Hauptleitung, die eine gemauerte Gravitationsleitung ist (Bayer. Industr. -u. Gewerbebl. 1896—Zdl. 1899, S. 1362).

Ein weiteres Beispiel dieser Art ist aus nebenstehender Textfigur 1 zu ersehen. Bei dieser Anlage der Wasserversorgung von Giessen besteht die wasserführende Schicht aus Ablagerungen der Tertiärformation (Sand und Lehm), welche von einer Basaltschicht überlagert sind, an deren Rand zahlreiche Quellen zutage traten. Deren Fassung geschah durch einen Sammelkanal, welcher in den festen undurchlässigen Lehm gegründet ist, so dass die Sohle in der Höhe des natürlichen Horizonts

Fig. 1.

1 : 75

Sammelkanal der Wasserversorgung von Giessen.

der ablaufenden Wässer, bei einer durchschnittlichen Tiefe von 6 bis 3 m unter der Geländehöhe, der sanft ansteigenden Richtung der Lettenschicht folgt.

Der Kanal wurde zum grössten Teil zu Tage ausgeführt. Derselbe besteht in den Seitenwänden und im Gewölbe aus hartgebrannten Klinkersteinen in Zementmörtel. Die Seitenwände sind dort wo die Wasserzuflüsse vorhanden mit geeigneten Öffnungen versehen. Zur Fernhaltung des von oben eindringenden Tagewassers wurde über dem Gewölbe eine 0,5 m starke Lettenschicht eingestampft, längs welcher das eingedrungene Wasser in der Längsrichtung abgeleitet wird. Hierdurch ist es gelungen bei den stärksten Regenfällen und zur Zeit der Scheneschmelze das Quellwasser vor jeder Trübung zu bewahren (DB. 1889, S. 169).

Taf. 2, Fig. 7—7_a. Wasserschloss „Kaiserbrunnen" der Wasserversorgung von Wien. Diese am südlichen Abhange des zu den nördlichen Kalkalpen gehörigen Schneeberges, ungefähr 100 km südwestlich von Wien im Tale der Schwarza, unweit der Südbahnstation Bayerbach (Semmeringbahn) gelegene Anlage, welche im Verein mit anderen im gleichen Tale und in Nebentälern gelegenen Wasserschlössern ähnlicher Art die Wiener Hochquellen-Wasserleitung speist, ist wohl die grösste bestehende Quellenfassungsanlage. Dieselbe ergab vor der Fassung in den Jahren 1865 bis 1869 eine kleinste und grösste Wassermenge von bzw. 263 und 1015 Sekundenliter, im Mittel 572 Sekundenliter.

Die Ausführung geschah in den Jahren 1871—73. Um die Hauptwasseradern zu fassen wurde zunächst ein Stollen vorgetrieben und allmählich vertieft, wobei man zu der aus den Abbildungen ersichtlichen Grotte *G* von etwa 17 m Länge und 1 m Breite gelangte, in welche sich das Quellwasser ergiesst. Ausserdem traten vor der Grotte noch an fünf Stellen mächtige Quellen *Q* aus, die gleichfalls durch das Wasserschloss gefasst werden sollten. Hierdurch war ein verhältnismässig grosser Umfang der Anlage bedingt, wofür der Fels auf einer Grundfläche von 260 qm weggesprengt werden musste. Der Behälter besteht aus Quadermauerwerk in Zementmörtel, ist überwölbt und fasst bei 4,74 m Wassertiefe rd. 570 cbm. Zur Verstärkung der Zuflüsse wurde nebst dem erstgenannten noch ein zweiter Stollen ausgeführt, wie dies aus dem Grundriss zu ersehen ist (Mh.).

4. Wassergewinnung aus Flüssen und Seen.

Die Wasserentnahme aus Flüssen und natürlichen Seen kann in Frage kommen an Stellen, wo gutes Trinkwasser stets in genügenden Mengen und in nicht allzu grosser Entfernung von der Verbrauchstelle erhältlich ist. Meistens aber genügt namentlich das Flusswasser nicht den heutigen Ansprüchen in bezug auf die Güte, weshalb gegenwärtig die Wasserentnahme aus Flüssen nur dann zur Anwendung zu kommen pflegt, wenn Quellwasser oder gutes Grundwasser entweder gar nicht oder nur mit allzu grossen Kosten zu beschaffen wäre.

Das Flusswasser wird nämlich immer mehr oder weniger durch schädliche Zuflüsse in Form von Schmutzwasser von bewohnten Orten, industriellen Anlagen usw. verunreinigt, weshalb die Anwendbarkeit dieses Wassers wesentlich davon abhängt, von welcher Art die auf diese Weise zugeführten schädlichen

Stoffe sind und in welchen Mengen dieselben an der Entnahmestelle auftreten. Nachdem ferner diese Stoffe erfahrungsgemäss im fliessenden Wasser durch Sedimentation, Verdünnung und durch chemische Prozesse, unter Einwirkung von Licht und Luft mehr oder weniger unschädlich gemacht werden, so macht sich diese den Flüssen innewohnende Kraft der Selbstreinigung umso mehr geltend, je längere Wegstrecken jene Stoffe zurücklegen, je weiter also die Zuflüsse von der Entnahmestelle entfernt sind, und je grösser die Wassermenge und die Geschwindigkeit des Wassers ist.

Das Flusswasser bedarf daher mit Rücksicht auf diese Verunreinigungen sowohl, als auch zur Befreiung von den namentlich bei Hochwasser auftretenden Sinkstoffen (durch Fortreissen von Ufern und Sohle) immer einer künstlichen Reinigung durch Ablagerung und Filtration. Ob aber die üblichen Reinigungsmethoden, namentlich beim Auftreten epidemischer Krankheiten den Gesundheitsrücksichten genügend entsprechen, hängt sehr von den örtlichen Verhältnissen ab.*)

In gleicher Weise können auch Seen durch Schmutzwasser von angrenzenden Ortschaften, sowie auch durch Sinkstoffe verunreinigt werden, welche teils von den einmündenden Gewässern mitgebracht werden, teils durch den Wellenschlag gegen Ufer und Sohle entstehen. Infolge dessen erfordert in den meisten Fällen auch das Seewasser eine künstliche Reinigung gleicher Art wie das Flusswasser. Nachdem aber hier die Sinkstoffe zum grössten Teil in dem weniger tiefen Wasser bis zu einer gewissen Entfernung von den Ufern abgelagert werden und auch die Trübung durch den Wellenschlag sich bei grösserer Tiefe nicht mehr geltend macht, sowie auch die Mikroben in grösseren Tiefen wegen zu niedriger Temperatur kein Fortkommen finden, so kann bei grösseren Seen oft auch von der Filtration des Wassers ohne Bedenken abgesehen werden, wenn die Entnahme in grösserer Entfernung vom Ufer und aus grösserer Tiefe geschieht.

Bei starker Verunreinigung durch Schmutzwasser kann aber die Benutzung von Seewasser trots Filtration unzulässig sein. Ein Beispiel dieser Art erbietet die Wasserversorgung von Berlin, wo die früher genannte Entnahme aus dem Tegeler-See und dem Müggel-See wegen in bedenklichem Grade zugenommener Verunreinigung durch die Kanalisationswässer der angrenzenden Ort-

*) Der Gebrauch von Flusswasser ist namentlich durch die bekannte Choleraepidemie in Hamburg im Jahre 1892 in Misskredit gekommen. Daselbst erkrankten bei einer Bevölkerung von 569 260 Einwohnern in der Zeit von einigen Wochen 17 965 Leute an Cholera, von denen 7611 starben. Dies soll aber hauptsächlich darauf beruht haben, dass Hamburg damals noch mit unfiltriertem Elbewasser versorgt wurde, da gleichzeitig das angrenzende Altona, wo filtriertes Elbewasser zur Anwendung kam, von der Krankheit nur sehr wenig zu leiden hatte.

schaften in letzter Zeit aufgegeben und durch Grundwasserentnahme ersetzt werden musste. Diese Massnahme wurde als notwendig erachtet, trotzdem z. B. das vom Werke Müggelsee gelieferte Reinwasser selten mehr als nur etwa 20 Bakterienkeime in 1 ccm aufzuweisen hatte.

Die Entnahme des Wassers aus Flüssen und Seen geschieht mittels eines vom Ufer in das Wasser entsprechend weit hineingelegten Entnahmerohres, manchmal wohl auch mittels eines unterirdischen Stollens, oder durch einen vom Ufer abgezweigten offenen Kanal. Hierbei kommt zuweilen auch ein Wehr zur Anwendung, um durch die Hebung des Wasserspiegels das nötige Gefälle für die Leitung zn erhalten, manchmal wohl auch um bei der letzteren grössere Erdarbeiten zu vermeiden.

Zur Vermeidung der Aufnahme von stagnierendem Wasser ist die Mündung des Entnahmerohres weder an seichte und schlammige Stellen noch in Einbuchtungen des Ufers zu verlegen, sondern möglichst an eine konkave Flussseite, in die Nähe des Stromstrichs (Talweges). Es ist daher auch die Anlage eines Wehres behufs Wasserentnahme nicht zu empfehlen, weil die dadurch bedingte Minderung der Geschwindigkeit zur Stagnation des Wassers und zu Schlammablagerungen Veranlassung gibt.

Um zu vermeiden dass schwimmende Gegenstände in die Mündung des Rohres oder Kanals hineingetrieben werden, wird dieselbe zweckmässig stromabwärts gebogen und mit einem vorgelegten Rechen oder Drahtgitter von entsprechender Spiegel- bzw. Maschenweite geschützt und überdies noch mit einem aufgesetzten haubenartigen Schutzkorb (Seiher) versehen. Zum Schutz gegen Stösse von Grundeis, Balken, Flössen oder Schiffen wird stromaufwärts eine im Winkel gebrochene Pfahlwand geschlagen oder die Mündung mit einem aus Pfählen und Bohlenbeschlag bestehenden Häuschen umschlossen. Um die Mündung von den an der Sohle sich sammelnden Schlammablagerungen möglichst fernzuhalten, ist es zweckmässig dieselbe in einiger Höhe über der Sohle anzubringen und wird das Rohr, namentlich bei stark beweglichem Boden, auf einen aus zwei Pfahlreihen mit Querzangen bestehenden Pfahlrost verlegt. Es wird aber auch oft der ganze Rohrstrang unter Anwendung von Kugelgelenken unmittelbar auf die Sohle oder in einen ausgegrabenen Kanal versenkt. In einzelnen Fällen, wie z. B. bei der Wasserversorgung von Worms, hat man zur Sicherheit gegen Störungen durch die Schiffahrt usw. nebst dem Rohrstrang auch die mit einem Seiher versehene Mündung unter die Sohle des Flusses versenkt.

Das Entnahmerohr ist entweder unmittelbar an die Leitung zur Verbrauchsstelle oder vorerst an eine zu einem Pumpwerk führenden Leitung mit freiem Gefälle oder als Saugrohr angeschlossen, oder mündet dasselbe als Zubringer

in einen am Ufer befindlichen Brunnen) Saugbrunnen, Saugschacht, Sammelbrunnen, von dem dann erst die eigentliche Leitung ausgeht. Im letzteren Falle wird hauptsächlich der Vorteil gewonnen, dass das Saugrohr nicht unter Wasser gelegt werden muss, und dass dort der Saugkorb und das Rückschlagventil für Reinigung und Ausbesserung leichter zugänglich sind. Man kann dann behufs zeitweiliger Spülung des Zubringers diesen durch ein Spülrohr mit der Druckleitung des Wasserwerkes in Verbindung setzen.

Taf. 3, Fig. 1. Wasserentnahme aus der Marne für die Wassersorgung von Creteil. Das als Saugrohr unmittelbar mit einem Pumpverk in Verbindung stehende Entnahmerohr ist am Ende mit einem Saugkorb versehen und zum Schutz gegen schwimmende Gegenstände in einen gemauerten Behälter verlegt (Hdl.).

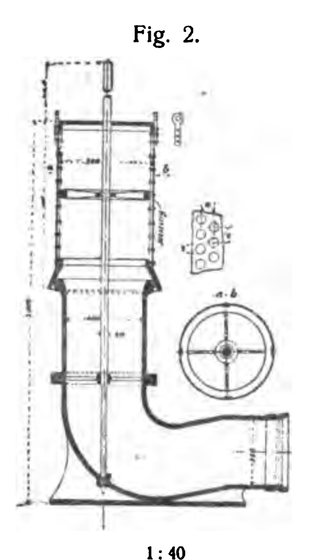
„ „ Fig. 2—2_a. Beispiel einer zweckmässigen Anordnung der Entnahme aus einem Flusse mittels Zubringer und Saugbrunnen. Ersterer wird hier von zwei Pfahlreihen mit Zangen getragen und ist an seinem Ende flussabwärts gebogen und mit einem Seiher versehen, sowie in einem aus Pfählen und Bohlenverschalung bestehenden keilförmigen Schutzkasten eingeschlossen. Der Saugbrunnen besteht hier aus Mauerwerk und enhält das mit einem Saugkorb und Rückschlagventil versehene Ende des zum Pumpwerk führenden Saugrohres (K.).

„ „ Fig. 3. Entnahme aus dem Rheinstrom für die Wasserversorgung von Worms. Um die Anlage der äusseren Störung durch Geschiebe, Schiffahrt u. dgl. zu entziehen ist hier das Entnahmerohr mitsamt dem Seiher unter die Sohle des Flusses versenkt. Der Seiher besteht aus einem durchlochten gusseisernen Zylinder von 3 m Durchmesser und 0,5 m Höhe, dessen oberste Kante 0,5 m unter der Sohle des Flusses liegt und der mit Kies hinterfüllt ist.

Diese Anordnung ist jedoch im allgemeinen wegen der Möglichkeit der Versandung und der Aufnahme von an der Sohle sich sammelnden Sinkstoffen nicht zu empfehlen. Im vorliegenden Falle ist dies jedoch dadurch vermieden, dass die Mündung des Entnahmerohres an eine Stelle im Flusse verlegt ist, wo die Geschwindigkeit über 1 m beträgt (CI. 1888, S. 389—Hdl.).

„ „ Fig. 4—4_a. Entnahme aus dem See Näsijärvi für die Wasserleitung von Tammerfors in Finnland. Um Wasser von grösserer Reinheit und von niedriger Temperatur zu erhalten wurde ein Entnahmerohr von 275 m Länge bis zu einer Stelle mit 6 m Wassertiefe versenkt, dessen Trasse Terrainschwierigkeiten halber mehrere scharfe Kurven im horizontalen und vertikalen Sinne beschreibt. Die gusseisernen Röhren von 350 mm inneren Durchmesser besitzen sphärische Muffen mit Bleidichtungen und wurden nach Fig. 4 von einem fliegenden Gerüste aus nach der Art einer Kette, unter fortgesetzter Anfügung neuer Glieder versenkt. Dabei war der Rohrstrang an fünf beweglichen Böcken *B* (wovon hier drei sichtbar) aufgehängt und geschah das Vergiessen der Verbindungen von der an einem Rollwagen aufgehängten Plattform *P* aus.

Fig. 2.



1:40

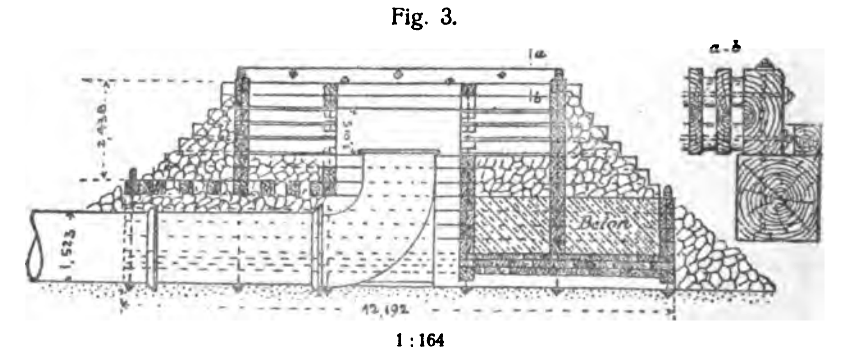
Entnahmerohr der Wasserleitung von Tammerfors.

Die Mündung des Entnahmerohres erhielt die aus nebenstehender Textfig. 2 ersichtliche Anordnung. Dieselbe ist mit einem zylindrischen Seiher aus Messing von 500 mm Durchmesser und 900 mm Höhe versehen, der behufs zeitweiliger Reinigung aufziehbar ist. Die Löcher haben 10 mm Weite und 14 bzw. 16 mm Abstand von Mitte zu Mitte.*) Die Mündung ist in einem Steinkasten (Fig. 4_a) untergebracht (Tkn. 1899—GI. 1900, S. 345).

Die folgende Textfig. 3 zeigt eine neuere amerikanische Anlage dieser Art, nämlich jene im Michigan-See für die Wasserversorgung von Milwaukee, wobei die auf grössere Tiefe versenkte Rohrmündung von einem achteckigen, mit Beton und Steinschüttung gefülltem Steinkasten umschlossen ist, dessen aus hochkantig gestellten Bohlen durchbrochen ausgeführter Deckel den Schutzkorb bildet (GC. 1899, I. Pl. VIII).

Taf. 3, Fig. 5—8. Wasserentnahme aus dem Michigan-See mittels unterirdisch ausgeführter Leitungen (Seestollen, Seetunnel) für die Wasserversorgung von Chicago. Es befinden sich dort mehrere derartige, im Laufe der Zeit (seit 1864) an verschiedenen Stellen ausgeführte Anlagen, bestehend in einem im festen Tonboden ausgeführten gemauerten Stollen und mit an demselben angebrachten Einlaufschächten, von denen aber nur der äusserste in Anwendung ist. Die Zwischenschächte rühren davon her, dass infolge der zunehmenden Verunreinigung des Seewassers an den Ufern und um zu kühlerem Wasser zu kommen die Entnahmestelle allmählich immer weiter in den See hinaus versetzt wurde. Einzelne Zwischenschächte entstanden auch dadurch, dass sie für die Ausführung des Stollens (nebst einem Landschacht) als Angriffspunkte dienten. Auf diese Weise erhielten einzelne dieser Seestollen bis zum Jahre 1895 eine Länge bis zu 6400 m und erstrecken sich bis zu einer Wassertiefe von etwa 9 m.

Fig. 3.



1:164

Wasserentnahme-Anlage im Michigan-See.

Die Ausführung dieser Anlagen geschah nach Fig. 6—6_a in der Art, dass an der künftigen Entnahmestelle ein polygonaler Steinkasten auf den Seeboden abgesenkt und innerhalb desselben ein gusseisernes Schachtrohr als offener Senkbrunnen bis zum festen Tonboden (in 8 m Tiefe unter dem Seeboden) abge-

*) In allgemeinen soll bei diesen Seihern die Summe der Eintrittsöffnungen mindestens gleich sein dem $1\,^1/_2$ bis 2 fachen Querschnitt der Rohrleitung.

teuft, und von da aus der Stollen vorgetrieben wurde. Letzterer hat einen lichten Durchmesser von 1,5 m und 2,1 m. Der Einlaufschacht ist für den Wassereinlauf mit zwei durch Schützen verschliessbaren Öffnungen versehen, die mit ihrem oberen Rande unterhalb des als niedrigst bekannten Wasserstandes liegen und die bei den älteren Anlagen 1,4 m Höhe und 0,8 m Breite haben.

Im Jahre 1895 bezog Chicago den gesamten Wasserbedarf aus dem Michigan-See, durch vier Seestollen, die eine gesamte Länge von 30 km hatten und in 24 Stunden 165 000 cbm Wasser liefern konnten. Im Jahre 1894 wurde bereits der Bau eines weiteren 6400 m langen Stollens geplant, dessen Kosten einschliesslich Pumpwerk auf 3 500 000 Dollars veranschlagt waren (Sc. Am. 1889 II, S. 367—Zdl. 1894, S. 994—1895, S. 1221).

5. Gewinnung von Grundwasser.

Das im Erdinnern vorkommende Grundwasser entsteht teils durch Infiltration der atmosphärischen Niederschläge und der Oberflächengewässer, und durch Kondensation der von der oberirdischen Atmosphäre eingedrungenen Dämpfe, teils (in grösseren Tiefen) durch Kondensation der aus dem Innern aufsteigenden Wasserdämpfe, herrührend von dem vom Meeresboden nach dem glühenden Erdkern zu eingedrungenen Wasser usw. (vgl. „Wasserbau" I. 2. Aufl. S. 20). Das auf diese Weise gebildete Grundwasser sinkt dann der Schwerkraft folgend in den durchlässigen Bodenarten (Kies, Sand usw.) und durch Risse und Spalten — soweit es nicht durch die Kapillarität des Bodens als dessen natürliche Feuchtigkeit zurückgehalten wird — so lange tiefer abwärts, bis es eine undurchlässige Schicht (Ton, Fels usw.) erreicht, worauf es sich auf derselben nach Füllung der Zwischenräume der darüber gelagerten durchlässigen (wasserführenden) Schicht (dem sog. Grundwasserträger) in der Richtung des grössten Gefälles als sog. Grundwasserstrom (unterirdische Quellen) abwärts bewegt, um dann irgendwo als sichtbare Quellen an den Tag zu treten, oder unter der Oberfläche der oberirdischen Gewässer in diese auszumünden. Dadurch dass die in verschiedenen Tiefen befindlichen undurchlässigen Schichten teils stellenweise ganz aufhören, teils durch Risse und Spalten unterbrochen sind, erreicht das Grundwasser auch die tiefer gelegenen Schichten und bildet so mehrere unter einander befindliche sog. Wasserstockwerke mit verschieden gerichtetem Gefälle. Stellenweise bestehen infolge von muldenförmiger Gestaltung der undurchlässigen Schichten Grundwasserbecken mit stillestehendem Wasser, wo also dieses wie bei den oberirdischen Seen nur von der Oberfläche abfliesst.

Von den durchlässigen Schichten sind einzelne von der Art, dass sie zwar einen Abfluss haben und das ihnen eventuell zufliessende Wasser ableiten, jedoch keinen natürlichen Zufluss erhalten. Befindet sich daher über einer solchen sog. ableitenden Schicht eine undurchlässige und darüber eine wasserführende Schicht, so wird bei Durchbohrung der undurchlässigen Schicht durch die untere

Schicht das Wasser abgeleitet. Hierauf beruhen die später besprochenen, bei der Entwässerung von Ländereien angewendeten absorbierenden Gräben und Brunnen, sowie die Erscheinung, dass manchmal Brunnen, die zur Gewinnung grösserer Wassermengen tiefer abgesenkt werden, bei Erreichung einer solchen Schicht ganz versiegen. Es muss dann ein solcher Brunnen so tief versenkt werden, dass ein neuer Wasserstock erreicht wird. Sollen daher durch einen Brunnen die Wasser mehrerer Stockwerke mit dazwischen liegenden ableitenden Schichten ausgenutzt werden, so muss derselbe an den Stellen, wo sich die letzteren Schichten befinden, wasserdichte, sonst aber durchlochte Wandungen erhalten. In gleicher Weise müssen die Brunnen auch bei allen Schichten die unbrauchbares Wasser enthalten, wasserdichte Wände erhalten.

Wenn bei einer zwischen zwei undurchlässigen Schichten gelegenen geneigten wasserführenden Schicht der Zufluss oben stärker ist als der Abfluss unten, so befindet sich der Grundwasserstrom einer solchen Schicht unter Druck. Wird daher ein solcher (sog. artesischer) Grundwasserstrom durch einen Brunnen angebohrt, so steigt in demselben das Wasser entsprechend der Druckhöhe des Stromes. Man nennt dann solche Brunnen, bei denen der Wasserstrahl oft bis zu entsprechender Höhe über dem Erdboden emporsteigt, artesische Brunnen. Deren Name rührt von der französischen Provinz „Artois“ her, wo solche Brunnen zur Zeit der Kreuzzüge zuerst aus dem Orient eingeführt wurden.

Als eine besondere Art des Vorkommens wäre noch das durch den Aufstau mittels unterirdischer Talsperren, oder durch Versickern von besonders zugeführtem Oberflächenwasser erzeugte künstliche Grundwasser zu erwähnen.

Die Grundwässer haben wie die Oberflächengewässer von den Witterungsverhältnissen abhängige wechselnde Wasserstände. Bei der Ausmündung der Grundwässer in die Oberflächengewässer werden aber die Grundwasserstände auch noch von den Oberflächengewässern in der Art beeinflusst, dass ein Steigen der letzteren auf den Abfluss des Grundwassers hemmend bzw. stauend wirkt. Dieser Einfluss macht sich umso schneller und umso weiter vom Ufer geltend, je durchlässiger das Ufergelände ist.

Die Beobachtung der Grundwasserstände geschieht am einfachsten in eingebohrten Standröhren von etwa 10 cm lichter Weite mit einem Schwimmermasstab, sonst auch in geschürften Brunnen.

Die Lage und Richtung der Grundwasserströme lässt sich häufig aus der Gestaltung des Geländes und der Lage und Richtung der oberirdischen Gewässer mit einiger Wahrscheinlichkeit ermitteln. Da nämlich die wasserführenden Schichten meistens ziemlich parallel mit der Erdoberfläche verlaufen, so sind die Grundwasserströme hauptsächlich in den Tälern unter vorhandenen und verlasse-

nen Flussbetten, und Grundwasserbehälter unter grösseren Mulden zu treffen, und zwar lässt sich auf das Vorhandensein von Grundwasser desto mehr schliessen, je weniger Oberflächengewässer vorhanden sind und je weniger diese nach stärkeren Regen anschwellen.

Eine genauere Ermittlung der Richtung des Grundwasserstromes kann nur mittels Versuchsbrunnen, durch Vergleich der Wasserstände an verschiedenen Punkten stattfinden. Wird nämlich unterhalb eines Ausgangspunktes in der vermutlichen Stromrichtung in gleicher Entfernung von jenem Punkte in mehreren Punkten der Wasserstand festgestellt, so geht der Strom durch denjenigen Punkt wo der Wasserstand am niedrigsten ist. Die Kenntnis der Strömungsrichtung ist insofern von Wichtigkeit, als die Fassungsanlagen (Sammelkanäle, Brunnenreihen) senkrecht zu dieser Richtung anzulegen sind.

Die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes lässt sich näherungsweise aus den Wassermengen der zutage tretenden Quellen und aus der Wasserzunahme der Flüsse und Seen an bestimmten Stellen beurteilen. Eine genauere Ermittlung der Ergiebigkeit kann entweder rechnerisch, mit Zugrundelegung der Geschwindigkeit des Stromes, oder durch Entnahme aus Versuchsbrunnen geschehen.

Zur Ermittlung der Geschwindigkeit werden nach Thiem (Zdl. 1887, S. 620) zwei Versuchsbrunnen in der mutmasslichen Strömungsrichtung angelegt und in den oberen Kochsalz (etwa 150 bis 200 kg in konzentrierter Lösung) eingebracht, worauf durch Entnahme von Proben im unteren Brunnen in kurzen Zwischenräumen ($^1/_4$ bis $^1/_2$ stündig) auf die Geschwindigkeit geschlossen werden kann. Durch die Anwendung des chemisch leicht nachweisbaren und unschädlichen Salzes ist dieses Verfahren besonders einfach und bequem, es soll sich aber insofern nicht bewährt haben, als es meistens zu grosse Geschwindkeiten ergibt, was seinen Grund darin hat, dass sich ja die Salzlösung auch in ruhigem Wasser mit einer gewissen Geschwindigkeit fortbewegt. Es ist daher die Zeit vom Augenblick der Beschickung im oberen Loch bis zum Auftreten des grössten Salzgehalts im unteren zu berücksichtigen.

Ein anderes, jedoch noch weniger zuverlässiges Verfahren besteht in der Berechnung der Geschwindigkeit aufgrund des Gefälles des Grundwasserstromes und der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht, entsprechend der in „Wasserbau" I. 2. Aufl. S. 22 gegebenen Darlegung. Demnach ist, wenn k_1 einen von der Beschaffenheit des Grundwasserträgers abhängigen Erfahrungskoeffizienten und h den Höhenunterschied zweier in der gegenseitigen Entfernung l gelegenen Punkte der Grundwasserfläche bedeutet, die Geschwindigkeit

$$v = k_1 \frac{h}{l}.$$

Der Koeffizient k_1 kann in der an obgenannter Stelle angegebenen Weise durch Filtrationsversuche mit dem Material des Grundwasserträgers ermittelt werden. Nach Lueger kann man für praktische Zwecke ungefähr annehmen, dass

$$k_1 = d,$$

wenn d den mittleren Korndurchmesser des Materials in Meter bezeichnet. Demnach wäre für $d = 1$ mm $= 0{,}001$ m, $k_1 = 0{,}001$.

Im allgemeinen ist die Geschwindigkeit der Grundwasserströme im Vergleich zu jener der offenen Gewässer äusserst gering, was schon daraus hervorgeht, dass viele Quellen erst längere Zeit nach einem Regen sich verstärken. Nach Tolkmitt ist eine Geschwindigkeit von 1 m in der Stunde schon als reichlich anzusehen. Häufig beträgt sie kaum 1 m täglich.

Ist nun F der gesamte Querschnitt des Grundwasserträgers, so ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = k_2 F v,$$

worin k_2 den Durchlässigkeitskoeffizienten, d. h. das Verhältnis des wasserdurchlassenden Teiles (der Hohlräume) zum ganzen Querschnitt des Grundwasserträgers, bezeichnet. Derselbe beträgt je nach der mehr oder weniger gleichmässigen Beschaffenheit des Kornes etwa 0,4 bis 0,2. Nach Tolkmitt können die Hohlräume bei sehr gleichmässiger Korngrösse rechnungsmässig bis zu etwa 48 % des Rauminhaltes unabhängig von der Grösse der Körner betragen, während sie sich bei Körnern von verschiedenen Grössen durcheinander gemischt bis unter 20 % vermindern können.

Handelt es sich um die Ergiebigkeit eines Grundwasserstromes, soweit sie sich durch einen Brunnen von bestimmter Beschaffenheit ausnützen lässt, so kann man dieselbe am zuverlässigsten durch probeweise Entnahme aus einem Versuchsbrunnen (Probepumpen) ermitteln. Hierbei wird mit Beachtung der Senkung des Wasserspiegels unter oftmaliger Veränderung der sekundlich entnommen Wassermenge solange gepumpt, bis der Beharrungszustand eingetreten ist, d. h. bis sich durch ständiges Verbleiben des Wasserspiegels auf gleicher Höhe die Gleichheit der entnommenen und der zufliessenden Wassermenge zu erkennen gibt. Die Ausdehnung der Versuche auf eine längere Zeit (gewöhnlich mehrere Monate) ist auch mit Rüchsicht auf die Veränderlichkeit der Ergiebigkeit zu verschiedenen Zeiten erforderlich.

Man kann aber anstatt durch Herbeiführung des Beharrungszustandes die Ergiebigkeit eines Brunnens auch unmittelbar mittels einer Pumpe von bekannter Leistungsfähigkeit in folgender Weise bestimmen:

Ist L die stündliche Leistung der Pumpe, M die stündliche Ergiebigkeit

des Brunnens in cbm und F der Flächeninhalt des Wasserspiegels, so ist bei einer Senkung des letzteren um h Meter in n Stunden

$$nL = Fh + nM.$$

Steigt dann beim Stillestehen der Pumpe in n_1 Stunden der Wasserspiegel wieder um die volle Höhe h, so ist

$$n_1 M = Fh, \text{ daher}$$
$$nL = n_1 M + nM \text{ und}$$
$$M = \frac{nL}{n + n_1}.$$

Nach dieser Formel entwickelt Bobretzky eine graphische Darstellung der Ergiebigkeit eines Brunnens (ÖZ. 1893, S. 451).

Eine andere Art der Ermittlung der Ergiebigkeit aus der Senkung des Grundwasserspiegels soll später bei der Besprechung der Brunnen gezeigt werden.

Das Grundwasser hat gegenüber dem Oberflächenwasser den Vorzug grösserer Reinheit und seiner natürlichen Frische, mit einer nahezu gleich bleibenden Temperatur. Bei der Ausführung der Anlagen zur Gewinnung von Grundwasser ist jedoch zu beachten, dass mit einiger Sicherheit keimfreies Grundwasser im allgemeinen nur aus Schichten zu gewinnen ist, die wenigstens 4 bis 5 m tief unter der Erdoberfläche liegen und wobei der überdeckende Boden so dicht und frei von Rissen und Spalten ist, dass er als Filter dienen kann, da sonst, wie mehrfach erwiesen, selbst bei 20 m Tiefe und mehr keine Sicherheit gegen die Infektion des Grundwassers vom Oberflächenwasser aus vorhanden ist (s. Gl. 1896, S. 20, 325—Tkn. 1897, Nr. 153, S. 88).

Die Gewinnung von Grundwasser geschieht je nach dem Charakter der wasserführenden Schichten, ihrer Höhenlage, den zu gewinnenden Wassermengen, dem Grade der erforderlichen Reinheit des Wassers usw. mittels offener Gräben, Sickergräben, Sickerschlitzen, Drainrohren, Sammelrohren, Sammelkanälen, Sammelstollen und mittels Brunnen.

a. Offene Gräben.

Nachdem das in offenen Gräben gesammelte Grundwasser durch Luft, Regenwasser und die sich darin entwickelnde Fauna und Flora in hohem Grade verunreinigt wird, so eignet sich diese Gewinnungsart nicht für Genusswasser, selbst wenn dafür eine Reinigung mittels Filtration vorgesehen ist. Man benutzt

diese Gewinnungsart beispielsweise in Holland, wo die Gräben dem Hauptzwecke nach zur Dünen-Entwässerung dienen. Dieselben haben eine Sohlenbreite von 3 m, seitliche Böschungen mit $1\frac{1}{2}$ bis 2 facher Anlage, etwa 1,8 m Wassertiefe, ein Gefälle von etwa 1:5000, und sind stellenweise bis zu 22 m Tiefe in den Boden eingeschnitten (L.).

b. Sickergräben, Sickerschlitze, Drainrohre, Sammelrohre.

Diese Anlagen bestehen in unterirdischen Leitungen, die an der Sohle eines möglichst senkrecht zur Richtung des Grundwasserstromes ausgeführten und dann wieder zugeschütteten Grabens angelegt und zur Aufnahme des Sickerwassers mit offenen Fugen versehen sind. Nachdem die zur Wassergewinnung benutzten Sickergräben und Drainrohre von gleicher Beschaffenheit sind wie die später besprochenen gleichartigen Anlagen zur Bodenentwässerung, so wird von deren Besprechung hier abgesehen. Es sei nur bemerkt, dass von den verschiedenen Anordnungen der Sickergräben (bei grösserer Tiefe Sickerschlitze genannt) zur Wassergewinnung nur solche aus Steinmaterial zur Anwendung kommen (Steindrains, Sickerdohlen), und dass die hier benutzten Drainleitungen aus Röhren von etwa 40 bis 50 mm Dmr., mit Zunahme bis zu etwa 100 mm bestehen, die mit offenen Fugen dicht an einander gestossen und mit grobem Sand, Kies oder Steinschlag umhüllt werden. Diese in gewissen Abständen ausgelegten Saugdrains lässt man in gemeinsame Sammel- oder Hauptdrains einmünden.

Die Sammelrohre (Sickerrohre, Schlitzrohre) bestehen aus gelochten oder geschlitzten Muffenröhren aus gebranntem Ton, Beton oder Gusseisen von etwa 150 bis 800 mm Lichtweite. Die Durchlochung der Wandungen besteht entweder aus kreisrunden Löchern von 8 bis 10 mm Weite oder aus Schlitzen von ebensolcher Weite und etwa 100 mm Länge. Bei kleinerer Weite werden die Löcher leicht verstopft, und werden aus dem gleichen Grunde auch die Löcher nach innen erweitert. Gusseiserne Sammelrohre haben zwar den Vorteil grosser Festigkeit, jedoch den Nachteil, dass sich deren Löcher durch Rostbildung leicht verstopfen. Die Muffen brauchen nur so weit gefüllt zu werden dass kein Boden mit hineingerissen wird. Bei feinem Sandboden werden gegen das Eindringen des Sandes die Rohre mit Kies von entsprechender Korngrösse (event. Steinschlag) umhüllt. Man pflegt auch die Korngrösse von innen nach aussen nach der Art eines Filters abnehmen zu lassen.

Zur Regelung des Wasserabflusses, bzw. zum Ausgleich der mit den Jahreszeiten wechselnden Grundwassermengen, wird bei den Sammelanlagen mit

Drain- und Sickerrohren der Graben auf der talabwärts gerichteten Seite mit wasserdichtem Erdmaterial (Lehm, Letten) verfüllt, wodurch das sonst vorbeifliessende Wasser wie bei einer Talsperre gestaut und für Zeiten mit kleinerem Wasserfluss aufgespeichert wird.

Man lässt die Sammelrohre entweder in eine Sammelstube von gleicher Art wie zur Fassung von Quellen, oder in einen Sammelschacht (Sammelbrunnen) ansmünden, von wo aus das Wasser entweder unmittelbar, oder erst nach Hebung mittels Maschinenkraft zur Verbrauchsstelle geleitet wird. Diese Sammelschächte sind runde oder viereckige Brunnen von wenigstens 0,5 m Weite, die behufs Untersuchung und Reinigung mit Steigeisen versehen werden und die zur Aufnahme des allenfalls mitgeführten Sandes eine entsprechend vertiefte Sohle erhalten. Sammelschächte, aus denen das Wasser durch Saugrohre gehoben wird werden auch Saugschächte oder Saugbrunnen genannt.

Längere Sammelrohre erhalten zur Aufspeicherung des zufliessenden Wassers, sowie behufs Lüftung, Reinigung und Besichtigung in entsprechenden Abständen Zwischenschächte, die entweder von gleicher Art sind wie die Sammelschächte, oder nur als sog. Sicht- und Lüftungsschächte ausgeführt werden und dann nur aus Röhren von etwa 200 mm Dmr. bestehen können. Die Reinigung der Sammelrohre kann mittels Bürstendurchzug von diesen Schächten aus geschehen.

Die Mündungen der Sammelrohre in die Schächte sind zur Regelung des Abflusses oft mit Verschlüssen (Schieber oder Klappen) versehen, so dass bei höherem Grundwasserstand der Abfluss gehemmt und der Vorrat für wasserarme Zeiten zurückgehalten werden kann.

Zur Vermeidung von Verstopfungen durch Baumwurzeln, die gern in die Drains und Sammelrohre eindringen und sich in denselben zu dicken Wurzelzöpfen entwickeln, sollen Bäume wenigstens 6 bis 10 m weit von den Rohrsträngen entfernt gehalten werden.

Zur Verhütung der Verunreinigung durch Oberflächenwasser wird dort wo die Rohre nicht wenigstens 4 bis 5 m tief liegen im Graben über der Linie des höchstens Grundwassers eine etwa 0,3 m starke Bedeckung aus Lehm angebracht und über dem verfüllten Graben ein kleiner, mit undurchlässigen Material überdeckter Damm errichtet und das hinter demselben sich sammelnde Oberflächenwasser in Gräben abgeleitet.

Taf. 3, Fig. 7—7_a. Sammelrohr des Wasserwerkes von Helsingborg in Schweden. Die Gewinnung des Wassers geschieht hier aus einer oberst liegenden Sandschicht, in welcher die 0,3 m weiten, gelochten Tonröhren in 4 bis 8 m Tiefe verlegt sind. In Entfernungen von 20 bis 60 m befinden sich zu

vorgenanntem Zwecke gemauerte runde Zwischenschächte (Fig. 7). Am untern Ende befindet sich ein Sammelschacht, von dem die mittels Schieber verschliessbare gusseiserne Rohrleitung für die Zufuhr des Wassers zur Stadt ausgeht (Fig. 7_a).

Taf. 3, Fig. 8. Sammelrohr und Sammelbrunnen des Wasserwerkes von Halle a. S. Die Anlage besteht aus glasierten Tonröhren von 0,47 m Weite, mit Löchern von 8 mm Dmr., deren Summe auf 2,82 m Rohrlänge gleich ist dem Rohrquerschnitt. Die Rohre sind auf 4 bis 4,5 m Tiefe, 2,82 m unter dem niedrigsten Wasserstande der benachbarten Elster verlegt (Salbach, Das Wasserwerk von Halle a. S., Halle 1871).

„ „ Fig. 9—9_a. Sammelrohr- und Schacht-Anlagen der Wasserversorgung von Hannover. Die geschlitzten Sickerrohre sind gusseiserner Muffenrohre von 0,8 m Lichtweite, 15 mm Wandstärke und 2,0 m Baulänge. Die Schlitze haben 10 mm Weite an der Aussenfläche und 20 mm Weite an der Innenseite. Dieselben haben am Umkreis eine gegenseitige Entfernung von ca. 200 mm und in der Längsrichtung des Rohres 150 mm von Mitte zu Mitte, bei mit gegen einander versetzter Lage. Der Rohrstrang liegt in einer die oberste Lage bildenden Kiesschicht und hat ein Gefälle von 1 : 1850. Derselbe ist mit Steinschlag umhüllt und über dem Scheitel zum Schutz gegen das Oberflächenwasser mit einer 0,3 m starken Lehmschicht abgedeckt. Der Rohrstrang erhielt bei einer Länge von 918 mm drei Zwischenschächte von 2 m Lichtweite, mit der aus Fig. 9 ersichtlichen Anordnung.

Das untere Ende des Rohrstranges mündet in einen Saugbrunnen dessen Anordnung aus Fig. 9_a zu ersehen ist. Derselbe hat eine Lichtweite von 6 m und ist im unteren Teil durch eine Mauer *M* von 1 $^1/_2$ m Höhe in zwei Abteilungen geschieden, von denen die eine die mit einern Schieber verschliessbare Mündung des Sammelrohres enthält und als Sandfang dient, während in die andere Abteilung in 1 m Höhe über der Sohle die Mündung des Saugrohres verlegt ist (HZ. 1880, S. 189).

c. Sammelkanäle und Sammelstollen.

Die Sammelkanäle sind von gleicher Beschaffenheit wie die früher besprochenen Anlagen gleicher Art zur Fassung von Quellen, bestehend in begehbaren oder wenigstens schlüpfbaren, aus Trocken- oder Zementmauerwerk mit offenen Wandfugen oder offener Sohle ausgeführten Kanälen. Deren Ausführung geschieht in offenen Gräben.

Zu diesen Anlagen gehören auch die sog. Filterkanäle, Filtergänge oder Filtergalerien, die an den Ufern von Flüssen zum Aufsaugen des von denselben durchsickernden, also auf natürlichem Wege gefilterten Flusswassers angelegt werden, wobei aber von diesen Kanälen auch mehr oder weniger das von den angrenzenden Gebieten dem Tale zufliessende Grundwasser aufgefangen wird. Im allgemeinen wird dann das Flusswasser einen umso grösseren Anteil haben, je näher dem Uferrande sich ein solcher Kanal befindet, je durchlässiger die Ufer sind und je grösser die Geschwindigkeit des Flusses, wodurch die Ablagerung dichtender Sinkstoffe erschwert wird. Annähernd lässt sich der Anteil des

Fluss- und Grundwassers durch Vergleich ihrer Temperaturen t_1 und t_2 mit jener der Mischung t in Graden in folgender Weise ermitteln:

Sind M_1 und M_2 die unbekannten Anteile einer einem Versuchsbrunnen entnommenen Menge M der Mischung, so ist

$$M = M_1 + M_2,$$

$$Mt = M_1 t_1 + M_2 t_2, \text{ somit}$$

$$M_1 = M \frac{t - t_2}{t_1 - t_2} \text{ und}$$

$$M_2 = M \frac{t - t_1}{t_2 - t_1}.$$

Die Filtergänge haben den Nachteil, dass bei ungenügender Geschwindigkeit des Wassers im Flusse die Filterschicht durch Schlamm bald verstopft wird und dadurch die Ergiebigkeit des Kanals bald abnimmt, und dass bei stärker durchlässigem Boden das Wasser leicht ungenügend gereinigt wird. Dem letzteren Übelstand kann zwar durch eine grössere Entfernung des Kanals vom Ufer begegnet werden, wodurch aber wieder die Ergiebigkeit abnimmt. Es werden daher gegenwärtig Sammelkanäle dieser Art nur mehr selten angewendet.

Man lässt die Sammelkanäle in gleicher Weise wie die Sammelrohre in Sammelstuben, Schächte oder Brunnen ausmünden. Bei grösseren Längen werden auch hier Zwischenschächte der besprochenen Art angelegt. Ferner sind auch hier die bei den Sammelrohren bemerkten Umstände bezüglich des Fernhaltens des Oberflächenwassers und der Baumwurzeln, der Reinigung usw. zu beachten.

Taf. 3, Fig. 10. Sammelkanal des Wasserwerkes von Pforzheim, wobei die Decke des 1,2 m hohen Kanales aus Steinplatten besteht und mit einer Lehmschicht abgedichtet ist. Die durchbrochenen Seitenwände sind behufs Reinigung des von oben eindringenden Wassers mit Geschiebe und Schotter filterartig hinterfüllt.

Eine ähnliche Anordnung kam in neuerer Zeit bei der Wasserversorgung von Quimper zur Anwendung (NA. 1896, S. 182—GC. 1997, I. S. 268).

„ „ Fig. 11. Sammelkanal des Wasserwerkes zu Königsberg i. Pr. Derselbe wurde in einer Länge von 5165 m am Ufer eines Teiches, teilweise denselben durchschneidend, in der Absicht angelegt, das von einer wasserführenden Sandschicht kommende Grundwasser abzufangen, wogegen das unreine Teichwasser vom Kanal möglichst ferngehalten werden sollte. Der Kanal hat eine lichte Höhe von 1 m und eine lichte Weite oben und unten von bzw. 0,63 m und 0,5 m, besteht aus Ziegelmauerwerk und ruht auf einer Betonschicht von 0,32 m Stärke. Für den Eintritt des Wassers sind an den Seitenwandungen offene Stossfugen von 20 mm Weite in der ersten, dritten, fünften und siebenten Schicht angeordnet.

Zum Abhalten des Sandes der wasserführenden Schicht sind die äusseren Wände des Kanals bis zum Kämpfer des Gewölbes mit einem Gemisch von Steinschlag und Kies umgeben. Diese Anordnung hat sich jedoch nicht bewährt, da auf einzelnen Strecken der feine Sand dennoch in grösseren Mengen eingedrungen ist. Oberhalb wurde über dem Gewölbe zuerst eine Lage *e*

von Material der wasserführenden Schicht, vorzugsweise einem Gemisch von feinem und gröberem Sand mit eingelagerten Kiesstücken bestehend, dann grober Sand *d*, feiner Sand *c*, sodann eine Tonschicht *b* und oberst Dammerde *a* aufgebracht. Der durch diese Umhüllung beabsichtigte Zweck, das Eindringen des Tagewassers zu verhindern, wurde jedoch nur teilweise erreicht; es hat sich gezeigt dass der Kanal auf den Teich eine stark drainierende Wirkung ausübt.

Der Kanal liegt mit der Sohle auf der undurchlässigen Schicht und hat im oberen Teile ein Gefälle von 1 : 2000, im unteren 1 : 4000. Derselbe hat ausser einem Endschacht am oberen Ende und einer Sammelstube am unteren Ende vier Zwischenschächte mit Absperrschiebern zur Regelung des Wasserabflusses (DB. 1874, S. 271—G. Becker, Die Wasserversorgung von Königsberg i. Pr., Berlin 1890).

Taf. 3, Fig. 12. Filtergang der ehemaligen Kaiser Ferdinands-Wasserleitung in Wien. Dieses nach Eröffnung der Hochquellen-Wasserleitung (1874) eine Zeitlang nur zu Nutzwasser angewendete, dann aber gänzlich aufgegebene Wasserwerk, wurde in Heiligenstadt bei Wien am rechten Ufer des Donaukanals in den Jahren 1836—41 erbaut, und bestand aus gemauerten Sammelkanälen, welche in einer Entfernung von 120 bis 200 m vom Ufer des Donaukanals im alluvialen Schottergrunde bis auf 2,50 m unter dem Nullpunkt des Donaukanals versenkt wurden und ausser dem durchsickernden Flusswasser teils auch von dem angrenzenden, abfallenden Gelände kommendes Grundwasser aufnehmen sollten. Die Förderung der auf 5700 cbm pro Tag betragenden Wassermengen geschah durch zwei Dampfmaschinen von je 60 PS, wovon die eine als Reserve diente.

Da diese allmählich bis auf 340 m Länge ausgeführten Kanäle dem Wasserbedarf bald nicht mehr entsprachen, wurde im Jahre 1859 eine grössere Erweiterung vorgenommen, wobei neue Kanäle in einer Länge von 400 m zur Ausführung kamen, deren Sohle auf 5 m Tiefe unter dem Nullpunkt (bis auf die wasserdichte Tegelschicht) des Donaukanals verlegt wurde. Deren Ausführung geschah in der hier dargestellten Form. Dabei wurden die Widerlager auf hölzernen Langschwellen über Wasser aufgemauert, dann mittels unter denselben befestigter Bügel an Schraubenspindeln aufgehängt und versenkt, worauf die Einwölbung über Wasser geschah. Zum Einlass des Wassers waren an den Seitenwandungen Schlitze angebracht. Gleichzeitig wurde eine dritte Dampfmaschine von 100 PS aufgestellt und damit die Leistungsfähigkeit der Anlage auf 10 000 cbm pro Tag erhöht (TF.—FdI. Die Assanierung von Wien).

„ „ Fig. 13—13a. Filtergänge der Wasserversorgung von Toulouse. Diese Anlagen, deren erste Teile bereits in den Jahren 1825—28 am linken Ufer der Garonne zur Ausführung kamen, bestehen aus Filterkanälen I, III, IV und einer Brunnenreihe II, welche in eine Sand- und Kiesbank von 4 m Mächtigkeit in entsprechender Tiefe eingebaut sind. Das Reinwasser fliesst nach einem Sammelbrunnen beim Pumphause *P* ab, von wo es über die Brücke *B* nach der am anderen Ufer gelegenen Stadt befördert wird. Der erste dieser Filterkanäle I erhielt einen kleineren rechteckigen Querschnitt und eine Länge von ca. 200 m, sowie eine Entfernung von etwa 60 m vom Flusse. Als dessen Wassermenge bald nicht mehr genügte wurde eine neue Filteranlage in Form von einer ca. 90 m langen Reihe von 11 Brunnen dem Ufer entlang abgesenkt. Infolge ihrer zu nahen Lage am Flusse, bzw. ungenügend dicker Filterschicht, wurde jedoch von diesen Brunnen ungenügend reines Wasser erhalten, weshalb bei den folgenden Erweiterungen die Filterkanäle III und IV mehr landeinwärts verlegt und in der in Fig. 13a ersichtlichen gewölbten Form aus Mauerwerk in Mörtel mit 1,98 lichter Breite und 2,60 m Höhe ausgeführt wurden. Das Wasser erhält hier den Zutritt teils durch den offenen Boden, teils durch in den Seitenwänden angebrachte Tonröhren. Zur Verstrebung der Seitenwände wurde auf je

7 m Länge ein Sohlengewölbe von 1 m Breite eingebaut. Senkrecht zum Kanal IV sind ausserdem noch kurze Nebengänge von 0,71 m Weite und 1,22 m Höhe ausgeführt worden (Kkw.—Crelles Journ. 1842).

In gleicher Weise wird Lyon mit Wasser versehen, das aus Filtergalerien und Brunnen am Ufer der Rhone entnommen wird (HZ. 1866—Kkw.—GGC. 1902, Tav. IV.).

Wenn der Grundwasserstrom so tief unter der Oberfläche sich befindet, dass die Herstellung offener Gräben für Sammelkanäle der vorgenannten Art mit zu grossen Kosten verbunden wäre, so können stattdessen unterirdisch (bergmännisch) ausgeführte Sammelstollen zur Anwendung kommen. Dieselben erhalten die gleiche Anordnung wie die vorher besprochenen Stollen zur Fassung von Quellwasser, bzw. wie die später behandelten Stollen zur Bodenentwässerung. Man gibt ihnen meistens einen trapezförmigen Querschnitt von wenigstens 1,5 bis 2,0 m Höhe und etwa 1,4 unterer und 1,0 bis 1,2 m oberer Breite. Manchmal kommt wohl auch der rechteckige Querschnitt zur Anwendung. Je nachdem das Gebirge aus festem Felsen oder aus beweglichem Boden besteht geschieht die Ausführung des Stollens bzw. ohne oder mit Benutzung einer Absteifungszimmerung, und wird derselbe dann entweder gar nicht, teilweise oder ganz ausgemauert. Bei teilweiser Ausmauerung werden nur gemauerte Seitenwände und ein Firstgewölbe und bei ganzer Ausmauerung auch noch ein Sohlengewölbe eingebaut. Für den Eintritt des Wassers erhalten die Seitenwände entweder nur bergseitig oder beiderseitig und eventuell auch im Firstgewölbe offene Fugen, wobei für die Ableitung des Wassers der untere Teil dieses Kanals zu einer wasserdichten Rinne, mit Zementmörtel verputzt, oder mit einer besonderen Rohrleitung versehen wird. Beispiele dieser Art sind aus Taf. 2, Fig. 5_c und Textfig. 1 zu ersehen.

d. Brunnen.

Brunnen sind vertikale Schächte oder Rohre welche bis zu den wasserführenden Schichten hinabgeführt sind und aus denen das eingedrungene Grundwasser meistens durch künstliche Hebung gewonnen wird. Sie haben gegenüber der vorbesprochenen Gewinnung durch Sammelstränge den Vorzug, dass man dadurch mit verhältnismässig kleinen Kosten in grössere Tiefen vordringen und so die unteren Wasserstockwerke ausnutzen kann.

Man unterscheidet je nach dem Zwecke und der konstruktiven Anordnung verschiedene Arten von Brunnen, und zwar sog. Hausbrunnen, wenn sie nur zeitweise für die Entnahme kleiner Wassermengen, und Wasserwerksbrunnen, wenn sie für dauernde Entnahme grösserer Mengen benutzt werden, Schacht- oder Kesselbrunnen bei grösserer, und Rohrbrunnen bei kleinerer Weite, so-

wie in bezug auf das Material des Mantels hölzerne, gemauerte und eiserne Brunnen. Ausnahmsweise kommen wohl auch im Felsboden ausgebohrte Brunnen ohne Mantel zur Ausführung. In bezug auf die Tiefe hat man zu unterscheiden Flachbrunnen, wenn sie nur auf kleinere Tiefen unter den Grundwasserstand hinabreichen, im Gegensatz zu Tiefbrunnen, welche bis zu tieferen Schichten des Grundwassers hinabgeführt sind. Die Hausbrunnen werden gewöhnlich als Flachbrunnen, die Wasserwerksbrunnen dagegen gegenwärtig meistens als Tiefbrunnen ausgeführt, da man durch tieferes Absenken zu reinerem und kühlerem Wasser gelangt. Ferner sind Schachtbrunnen erforderlich, wenn wie bei den Hausbrunnen nur zeitweise geschöpft wird und sich in den Zwischenpausen das Wasser wieder sammeln soll, sowie dort, wo im Brunnen ein Pumpwerk untergebracht werden soll.

Je nach der Beschaffenheit der wasserführenden Schichten werden ferner die Brunnen entweder mit durchlässiger Sohle und undurchlässigen Wandungen, oder auf bestimmte Höhen mit durchlässigen Wandungen ausgeführt. Ersteres empfiehlt sich bei stark durchlässigen Schotter- oder Kiesschichten, mit Anwendung von Schachtbrunnen mit weitem Kessel, wobei die unteren, besseren Wasserschichten möglichst ausgenutzt werden, weil sich dabei durch den Druck der oberen Schichten die Wirkung des Brunnens bis auf die nächste undurchlässige Schicht erstreckt, ohne dass es nötig ist denselben bis zu dieser Schicht hinabzuführen. Dagegen empfehlen sich bei Sandboden in grösserer Tiefe durchlässige Wandungen, wie solche bei Rohrbrunnen gewöhnlich zur Anwendung kommen. Brunnen mit wasserdichter Sohle und durchlässigen Wandungen werden benutzt, wenn sie zugleich als Vorratsbehälter dienen sollen, in welchem Falle sie als Kesselbrunnen von grösserem Durchmesser ausgeführt werden.

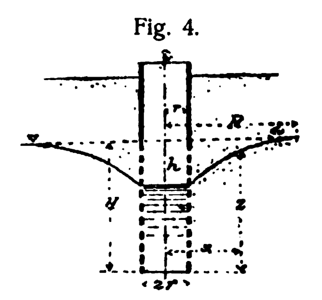
Bei feinkörnigem Sandboden werden sog. Filterbrunnen benutzt, bei denen der durchlässige Teil der Wandungen zur Verhinderung des Eindringens von Sand mit einem Filter oder Seiher umhüllt wird.

Die bereits früher charakterisierten artesischen Brunnen bilden nur in bezug auf ihre Wirkungsweise eine besondere Art. Es sind dies gewöhliche Rohrbrunnen, in denen sich das unter Druck befindliche Wasser bis zu einer gewissen Höhe über der angebohrten wasserführenden Schicht, manchmal bis entsprechender Höhe über der Erdoberfläche erhebt.

Die Ergiebigkeit der Brunnen ist sowohl vom Wasserreichtum und der Beschaffenheit der wasserführenden Schichten als auch von der Beschaffenheit der Brunnen abhängig. Die vorherige Kenntnis der Ergiebigkeit ist namentlich beim Entwerfen von Brunnenanlagen für Wasserwerke erforderlich, da die Leistungsfähig-

keit der Pumpwerke zur Ergiebigkeit der Brunnen in einem bestimmten Verhältnis stehen muss, wenn der Betrieb ein ununterbrochener sein soll. Man kann die Eriebigkeit eines Brunnens in vorgenannter Art durch Probepumpen bis zur Erreichung des Beharrungszustandes der Wasserfläche im Brunnen ermitteln. Hierbei erfährt durch die Senkung des Wasserspiegels im Brunnen die Grundwasserfläche in der Umgebung desselben eine Depression, welche mit der Ergiebigkeit des Brunnens in einem bestimmten Verhältnis steht. Wird ein Brunnen vom Halbmesser r angenommen (Textfig. 4), welcher durch eine wasserführende Schicht von der Höhe H unter dem wagrecht angenommenen Grundwasserspiegel bis zur undurchlässigen Schicht abgesenkt und auf die ganze Höhe mit durchlässigen Wandungen versehen, dagegen an der Sohle undurchlässig gedacht ist, so ist, wenn z die Höhe des gesenkten Wasserspiegels über der unteren Brunnenkante in der Entfernung x von der Brunnenachse bedeutet, die Geschwindigkeit v des dem Brunnen zufliessenden Wassers dem Gefälle der Wasserfläche proportional angenommen wird, und k_1 den Widerstandskoeffizienten bezeichnet:

Fig. 4.



$$v = k_1 \frac{dz}{dx}.$$

Bezeichnet ferner k_2 den Durchlässigkeitskoeffizienten des Bodenmaterials (Verhältnis des Wasserquerschnitts zum Gesamtquerschnitt), so ist die im Abstande x ringsherum zufliessende sekundliche Wassermenge:

$$Q = 2x\pi \,.\, z \,.\, k_2 k_1 \frac{dz}{dx}, \quad \text{woraus, wenn } k_2 k_1 = k$$

$$z^2 = \frac{Q}{\pi k} \log x + C.$$

Da bei einer Senkungstiefe h für $x = r$, $z = H - h = h_1 =$ der Wassertiefe in Brunnen, so ist

$$h_1^2 = \frac{Q}{\pi k} \log r + C, \text{ woraus}$$

$$C = h_1^2 - \frac{Q}{\pi k} (\log r), \text{ somit}$$

$$z^2 = \frac{Q}{\pi k} \log \left(\frac{x}{r}\right) + h_1^2.$$

Demnach ist die Depressionsfläche eine parabolische Fläche, die sich der ursprünglichen Wasserfläche asymptotisch anschliesst. *)

*) Bei grösseren Grundwasserentnahmen durch Brunnenanlagen, wie solche bei städtischen Wasserwerken zur Anwendung kommen, kann die Senkung des Grundwasser-

Wird mit R der Halbmesser der Absenkungskurve, d. h. desjenigen Kreises bezeichnet, wo der Höhenunterschied der beiden Flächen so klein ist, dass er praktisch vernachlässigt werden kann, so ist für $x = R$, $z = H$ und

$$Q = \pi k \frac{H^2 - h_1^2}{\log\left(\frac{R}{r}\right)}.$$

Hieraus folgt, dass die Ergiebigkeit eines Brunnens mit abnehmender Wassertiefe h_1 im Brunnen, also mit zunehmender Absenkung des Wasserspiegels h und mit zunehmendem Halbmesser des Brunnens r wächst. Nachdem aber die Wassermenge Q nur mit dem Logarithmus von r wächst, so hat im vorliegenden Falle (bei undurchlässiger Sohle) der Radius keinen grösseren Einfluss auf die Wassermenge, als dass z. B. ein Brunnen von 4 m Durchmesser nur ungefähr $1\,{}^1/_2$ mal soviel Wasser liefert, wie ein solcher von 0,4 m Durchmesser, dessen Querschnittsfläche somit bloss $\frac{1}{100}$ der vorigen ausmacht. Es ist daher im allgemeinen vorteilhafter eine grössere Anzahl Brunnen von kleinerem Querschnitt als eine kleinere Anzahl solcher mit grösserer Grundfläche anzuwenden.

Der Wert von k kann durch Versuche mit einem Probebrunnen unter Benutzung der obigen Gleichungen ermittelt werden, indem bei einer dauernd entnommenen Wassermenge Q die Wassertiefe h_1 im Brunnen und mittels eines Bohrloches im Abstand x die Höhe z der Grundwasserfläche über der unteren Brunnenkante bestimmt wird. Es ist dann nach der verletzten Gleichung:

$$k = \frac{Q \log\left(\frac{x}{r}\right)}{\pi\,(z^2 - h_1^2)}.$$

Stattdessen kann auch die folgende Gleichung benutzt werden, wenn dazu der Wert von R ermittelt wird.*)

Der für eine bestimmte sekundliche Wassermenge Q erforderliche Brunnendurchmesser d ergibt sich, wenn k_2 den nach früheren Angaben (S. 36) zu

spiegels eine so bedeutende sein, dass die angrenzenden Besitzer ausgedehnter Gebiete dadurch leidend werden können. So soll z. B. die in den letzten Jahren ausgeführte Tiefbrunnenanlage am Müggelsee für die Wasserversorgung von Berlin zur Folge gehabt haben, dass der zehn Jahre vorher angelegte Teich in Rahnsdorf-Mühle und der Fichtenauer See vollständig versiegt sind und dass eine grosse Anzahl von Brunnen kein Wasser mehr gibt, weil das Grundwasser durchschnittlich um 2 m gefallen sein soll. Infolge dessen wurde vom Grundbesitzervereine mehrerer angrenzender Ortschaften (Friedrichshagen, Wilhelmshagen, Fichtenau usw.) beschlossen, nach vollständiger Ausführung der Wasserwerke gegen die Stadt Berlin eventuell eine Klage einzuleiten.

*) Bezüglich Bewegung des Grundwassers und der Ergiebigkeit der Brunnen unter anderen Bedingungen vgl. die Untersuchungen von Thiem, Lueger, Smreker und Forchheimer (ZfG. 1870, S. 450--L.—LL.—ZdI. 1879, S. 347, 1881, S. 283, 354, 1901, S. 1736 -HZ. 1886, S. 539, 547—ÖZ. 1898, S. 629, 645--ÖW. 1904, S. 812).

bestimmenden Durchlässigkeitskoeffizienten, H wie oben die durchlässige Höhe des Brunnens und v die zulässige Durchflussgeschwindigkeit bezeichnet, aus

$$Q = k_2 \,.\, \pi d H \,.\, v,$$

$$d = \frac{Q}{k_2 \, \pi H v},$$

wobei v unter Beachtung, dass eine Versandung des Brunnens vermieden werden soll, durch Pumpversuche ermittelt werden kann.

Bei Wasserversorgungsanlagen mit mehreren Brunnen werden diese in Reihen oder Gruppen so angelegt, das zur möglichsten Ausnützung des Grundwasserstromes alle Teile desselben innerhalb der Absenkungskreise der einzelnen Brunnen fallen. Nachdem aber der Durchmesser dieser Kreise gewöhnlich mehrere hundert Meter beträgt, so lässt man zur Vermeidung von zu grossen Gebieten und von zu langen Leitungen gewöhnlich diese Kreise einander mehr oder weniger überschneiden oder decken. Man wird dann bei einer einzigen Brunnenreihe dieselbe möglichst winkelrecht zur Richtung des Grundwasserstromes anlegen, und bei zwei oder mehreren Reihen die Brunnen zweckmässig gegen einander versetzt anlegen. Dabei werden die Saugrohre der Einzelbrunnen mit einer gemeinsammen Sammel- oder Saugleitung in Verbindung gebracht, die entweder unmittelbar mit einem Pumpwerk in Verbindung steht, oder als Heberleitung in einen grösseren Schachtbrunnen als Sammelbrunnen ausmündet, von dem dann das Wasser ohne oder mit künstlicher Hebung in die Zuleitung zur Verbrauchsstelle geleitet wird.

Da das in den obersten Erdschichten vorkommende Grundwasser gewöhnlich noch mehr oder weniger unrein ist, so müssen um dessen Eindringen in die Brunnen zu verhindern, diese im oberen Teil immer wasserdichte Wandungen erhalten, oder mit einem bis zu entsprechender Tiefe unter die Grundwasserfläche reichenden Tonschlage von etwa 0,3 m Dicke versehen werden.

Die Wasserentnahme aus den Brunnen gechieht wie bei den Zisternen entweder mittels eines an einem Stiel, Seil oder einer Kette befestigten Eimers, mittels Pumpe, oder mittels eines Hebers.

Das Seil oder die Kette wird entweder über eine Rolle geführt oder auf einer Kurbelwelle (Haspel) aufgewickelt. Die einfachste Anordnung haben die uralten, auf dem Lande noch allgemein angewendeten Ziehbrunnen, wobei der Eimer an dem längeren Arme eines sich auf einer gabelförmigen Säule bewegenden Schwengels aufgehängt ist, dessen kürzerer Arm ein Gegengewicht trägt. Die Entleerung der Eimer geschieht entweder mit Hand, oder mittels besonderer Vorrichtungen selbsttätig. — Bezüglich der Anordnung der verschiedenartigen Pum-

pen, wie solche auch bei Brunnen benutzt werden, s. „Grundbau“, 2. Aufl. S. 44—52.

Die Ausführung der Schachtbrunnen geschieht entweder in vorher ausgehobener, geböschter oder durch Holzbekleidung abgesteifter Baugrube, oder durch Absenken unter Aushebung des Bodens aus dem Innern des Brunnens nach den im „Grundbau“ bezüglich der Senkbrunnen angegebenen Regeln. Da der unmittelbare Bodenaushub durch Graben im Trockenen immer billiger ist als das Baggern unter der Wasserfläche, so ist es meistens vorteilhaft unter Wasserhaltung (Ausschöpfen) das Graben so lange als möglich fortgehen zu lassen. Oft kann es vorteilhaft sein, nach dem in Amerika üblichen, in den letzten Jahren auch in Europa wiederholt mit gutem Erfolg angewendeten Verfahren, den Grundwasserspiegel im Brunnen in künstlicher Weise zu senken, was mittels eines Rohrbrunnens geschieht, der neben oder im Brunnen im Verhältnis des Absenkens des letzteren tiefer und tiefer eingetrieben wird (Sc. Am. 1891, Suppl. S. 13275 —CBl. 1895, S. 543—1896, S. 20).

Manchmal, namentlich in Frankreich, geschicht die Ausführung der Schachtbrunnen wohl auch mittels Druckluft, nach dem gleichen Verfahren wie die Druckluftgründung, und kann wohl auch das Poetsch'sche Gefrierverfahren in Frage kommen (s. diese Verfahren im „Grundbau“).

Die Ausführung der Rohrbrunnen geschieht entweder durch Einrammen derselben oder durch Absenken in einem Bohrloch.

Die Herstellungskosten der Brunnen sind der Querschnittsfläche direkt proportional, nehmen aber in stärkerem Verhältnis als die Tiefe zu, so dass man setzen kann:

$$K = F\,(aH + bH^2),$$

wenn K die Kosten, F die Querschnittsfläche, H die Tiefe des Brunnens, und a und b Erfahrungskoeffizienten sind, die von der Bodenbeschaffenheit, dem Wasserstande und anderen örtlichen Verhältnissen abhängen, und die durch Vergleich mit ausgeführten Brunnen ermittelt werden können.

Als Beispiel möge folgende in den achziger Jahren aufgestellte Preistabelle des Brunnenmeisters H. Anger in Nordhausen für gemauerte Brunnen angeführt werden. Die Preise verstehen sich für 1 qm Grundfläche der auszuhebenden Bodenmasse und 1 m Höhe des Brunnens, einschliesslich Ausschachten, erforderlichen Falls Auszimmerung der Brunnengrube und Aufführen des Mauerwerks aus gebrannten oder zugehauenen Steinen, in Moos, Kalk- oder Zementmörtel:

Tiefe H	Über dem Wasserstand		Unter dem Wasserstand	
	In Ton-, Kies-, Sand- oder Lehm-Schichten.	In Gerölle oder Fels-Schichten.	In Ton-, Kies-, Sand- oder Lehm-Schichten.	In Gerölle oder Fels-Schichten.
	(6+H) bis (9+H)	(9+H) bis 2 (9+H)	(10,5+H) bis (17+H)	(12+H) bis 2 (12+H)
Bis 3 m	9—12 Mk	12 24 Mk	13,50—20 Mk	15—30 Mk
„ 6 „	12—15 „	15—30 „	16,50—23 „	18—36 „
„ 9 „	15-18 „	18—36 „	19,50 26 „	21—42 „
„ 12 „	18—21 „	21—42 „	22,50—29 „	24—48 „
„ 15 „	21—24 „	24-48 „	25,50—32 „	27—54 „
— — —	— — —	— — —	— — — —	— — — —
„ 36 „	42—45 „	45—90 „	46,50-53 „	48-96 „
„ 39 „	45—48 „	48-96 „	49,50—56 „	51—102 „

Hölzerne Brunnen.

Das Holz ist schon wegen seiner Vergänglichkeit — die sich namentlich bei den über Wasser in Berührung mit dem Erdboden stehenden Teilen stark geltend macht — für die Brunnenwandungen weniger geeignet. Es hat aber auch den Nachteil, dass es durch Fäulnis und die sich dabei leicht entwickelnden Gewächse und Kleinwesen die Güte des Wasseıs beeinträchtigen kann. Infolge dessen pflegt das Holz nur bei untergeordneten Brunnen, möglichst nicht für Genusswasser, in Gegenden mit billigen Holzpreisen zur Anwendung zu kommen, wo schadhaft gewordene Teile leicht durch neue ersetzt werden können. Es werden daher hölzerne Brunnen namentlich in den nordischen Gegenden noch viel benutzt, und es können dort etwa 10 bis 15 Jahre vergehen, bevor sie infolge der genannten Übelstande erneuert zu werden brauchen. Dieselben werden zum Schutz gegen die Lufttemperatur und gegen Verunreinigung durch Staub usw., sowie zum Abschluss des Lichtes gegen die Entwicklung von Flora und Fauna meistens überdacht.

Man gibt diesen Brunnen gewöhnlich einen quadratischen Querschnitt von etwa 1 bis 2 m Seitenlänge, mit aus Bohlen oder aus mehr oder weniger behauenen Holzstämmen (Balken) bestehenden Wänden. Bei der ersteren Anordnung besteht der Brunnenmantel aus einem Kasten mit lotrecht oder wagrecht gelegten Bohlen, während die Balken wie bei den Steinkisten in horizontalen Lagen, mit Blockverband an den Ecken über einander gelegt werden. Die Ausführung des Kastens geschieht je nach der Tiefe des Grundwasserstandes und der Beschaffenheit des Bodens entweder in offener geböschter oder durch Holzbekleidung abgesteifter Baugrube, oder als Senkbrunnen, wie solche im „Grundbau“ besprochen sind. Bei schwerem Boden und grösseren Tiefen können auch hölzerne Brunnen in Form von bergmännisch ausgeführten Schächten (wie zu

Bodenuntersuchungen usw. (s. „Grundbau“ 2. Aufl., Taf. 1, Fig. 1—2) zur Anwendung kommen.

Die Absenkung geschieht bei tiefer liegendem Grundwasser gewöhnlich nur bis zu etwa 0,5 bis 1 m unter der Wasserfläche, bei nahe unter der Erdoberfläche liegendem Grundwasser aber entsprechend tiefer, um zu besserem Wasser zu gelangen.

Taf. 3, Fig. 14—14_a. Senkbrunnen aus vertikalen Bohlen, die durch innere wagrechte Rahmen und Diagonalen zu einem Kasten abgesteift sind. Die Ausführung ist hier als Senkbrunnen gedacht, der zur Überwindung des Reibungswiderstandes durch aufgebrachte Gewichte *G* belastet wird (ZfB. 1865).

„ „ Fig. 15. Brunnen aus wagrechten Bohlenlagen. Die Bohlen sind an vier inneren Eckenständern befestigt und durch Streben abgesteift. Man kann dieselben entsprechend der Zunahme des Erddruckes von oben nach unten absatzweise an Dicke zunehmen lassen. Zur Erleichterung des Absenkens ist es angezeigt den Brunnen nach unten etwas zu erweitern (ZfB. 1865).

„ „ Fig. 16. Brunnen aus horizontalen Balkenlagen, wie sie in den nordischen Ländern üblich sind.

„ „ Fig. 17. Russischer Brunnen aus horizontalen Balkenlagen, mit trichterförmiger Erweiterung des unteren Endes. Die Ausführung pflegt dort in der Art zu geschehen, dass die Rahmen in einzelnen Stücken von unten eingeschoben werden (GC. 1888—89, T. XIV, S. 411).

Gemauerte Brunnen.

Die gemauerten Brunnen sind Schachtbrunnen, die sowohl als Hausbrunnen als auch als Wasserwerksbrunnen zur Anwendung kommen. Dieselben erhalten zur Erreichung eines möglichst grossen Widerstandes gegen den Erddruck einen kreisförmigen Querschnitt, mit einem lichten Durchmesser, der je nach der erforderlichen Leistung von etwa 1 bis 10 m betragen kann, bei einer Tiefe bis zu etwa 20 m. Doch erhalten die gemauerten Hausbrunnen gewöhnlich nicht mehr als etwa 2 m Durchmesser.

Das Mauerwerk besteht aus Bruchsteinen, Quadern, Ziegeln (letztere in der Regel keilförmige, sog. Brunnensteine), Beton oder Eisenbeton, je nachdem das eine oder das andere Material an Ort und Stelle billiger erhältlich ist. Es kommt ferner das Mauerwerk entweder als Trockenmauerwerk mit offenen oder mit durch Moos ausgefüllten Fugen — als die einfachste nur bei untergeordneten Brunnen benutzte Anordnung — oder unter Benutzung von Kalkmörtel oder meistens von hydraulischem Mörtel zur Ausführung. Bei Trockenmauerwerk muss im oberen Teil, auf die Höhe des schlechten Grundwassers, die Wand durch einen Tonschlag von wenigstens 0,3 m Stärke abgedichtet werden. Bei Mörtelmauerwerk wird der Mantel entweder auf die ganze Höhe dicht, oder im unteren Teil auf entsprechende Höhe durchlässig ausgeführt. Letzteres

geschieht entweder durch Anordnung von offenen Stossfugen oder durch Anwendung von Lochsteinen.

Die erforderliche Wandstärke d der gemauerten Brunnen ist ausser von der Lichtweite D auch von der Beschaffenheit des Materials und des Bodens, sowie von der Tiefe abhängig, und zwar kann unter Berücksichtigung dieser Umstände

$$d = 0{,}03\,D + 0{,}1 \quad \text{bis} \quad 0{,}1\,D + 0{,}1 \text{ m}$$

angenommen werden. Bei Ziegelmauerwerk wird die Stärke auf je $1/2$ Stein abgerundet.

Bei der Anwendung von Beton und Eisenbeton, wie solche gegenwärtig bei Brunnen oft mit Vorteil benutzt werden, genügen wegen des grösseren Widerstandes des Materials bedeutend kleinere Stärken als bei gewöhnlichem Mauerwerk. Dabei werden für Brunnen von kleinerer Lichtweite als etwa $1\,1/2$ m vorher geformte und erhärtete Ringe von passender Länge hergestellt und dann mit Falz auf einander gesetzt, während bei grösseren Weiten der Beton an Ort und Stelle zwischen Schalungen eingestampft wird.

Taf. 3, Fig. 18—19. Gemauerte Hausbrunnen mit Aufsätzen für Eimerförderung mit selbsttätiger Entleerung der Eimer, wie solche von der Firma L. Jonet & Co. in Raismes geliefert werden.

Nebenstehende Textfigur 5 zeigt einen gemauerten Hausbrunnen mit Pumpenförderung (gewöhnlicher Pumpbrunnen), wobei das Pumprohr an hölzernen (oder eisernen) Querbalken oder Konsolen befestigt ist.

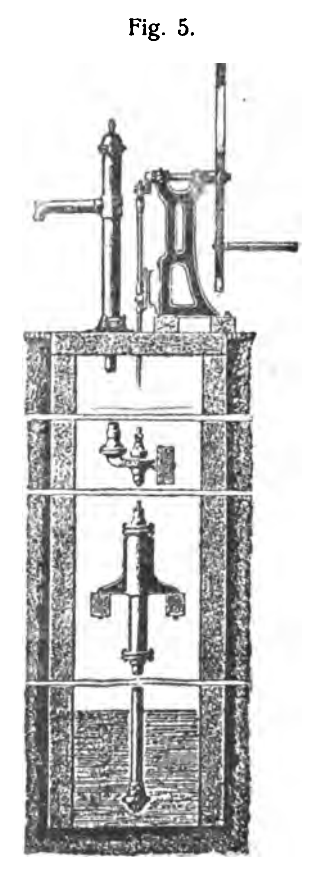
Aus Textfig. 6 ist die Anordnung der gemauerten als Senkbrunnen ausgeführten Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim zu ersehen.

Die Gewinnung des zur Versorgung dieser Stadt erforderlichen Wassers geschieht aus einem Grundwasserstrom, dessen Ergiebigkeit zu mindestens $\frac{1}{250}$ sl auf je 1 qm Querschnitt der wasserführenden Schichten ermittelt worden ist. Es wurde bestimmt, dass die Anlage 15 000 cbm in 20 Stunden (Dauer des maschinellen Betriebes) liefern sollte. Unter der Annahme dass der Grundwasserstrom bis zu 25 m Tiefe herangezogen werden sollte, ergab sich die erforderliche Fassungslänge x aus

$$x \,.\, 20 \,.\, 60 \,.\, 60 \,.\, 25 \,.\, \frac{1}{250} = 15000 \,.\, 1000,$$

$$x = 2083{,}33 \text{ m}.$$

Fig. 5.



1:60

Gemauerter Hausbrunnen mit Handpumpe.

Demgemäss wurden längs der Fassungslinie, so viel als möglich normal zur Stromrichtung, 20 Brunnen abgeteuft, nämlich 7 gemauerte Hauptbrunnen in Abständen von ungef. 500 m und 13 Rohrbrunnen, von denen im allgemeinen je 2 Stck. zwischen den gemauerten, somit in Abständen von ungef. 167 m zu liegen kamen. Die Hauptbrunnen sollten für die Entnahme aus den oberen Schichten dienen und wurden bis auf 10 bis 11 m Tiefe gesenkt, während die Rohrbrunnen für die tieferen Schichten bestimmt wurden und bis auf etwa 17 bis 20 m Tiefe reichen. Längs dieser Brunnenreihe läuft eine gemeinsame Heberleitung von 250 mm, zunehmend bis 600 mm Dmr., mit Zweigröhren nach den einzelnen Brunnen, welche Leitung in einen grösseren Sammelbrunnen vor der Pumpstation mündet. Die gemauerten Brunnen haben einen lichten Durchmesser von 3 m, sind auf einem schmiedeisernen Rost-Kranz von 0,6 m Höhe gegründet und erhielten zur Versteifung des Mauerwerks in senkrechten Entfernungen von 3 m zwei schmiedeiserne Zwischenkränze, die durch Zuganker unter einander und mit dem Kranze verankert sind. Das Mauerwerk besteht aus Backsteinen in Zementmörtel, 0,25 m stark, und ist da wo es in Schichten von grobem Korn zn stehen kam, in Hohlsteinen ausgeführt (ZdI. 1891, S. 600).

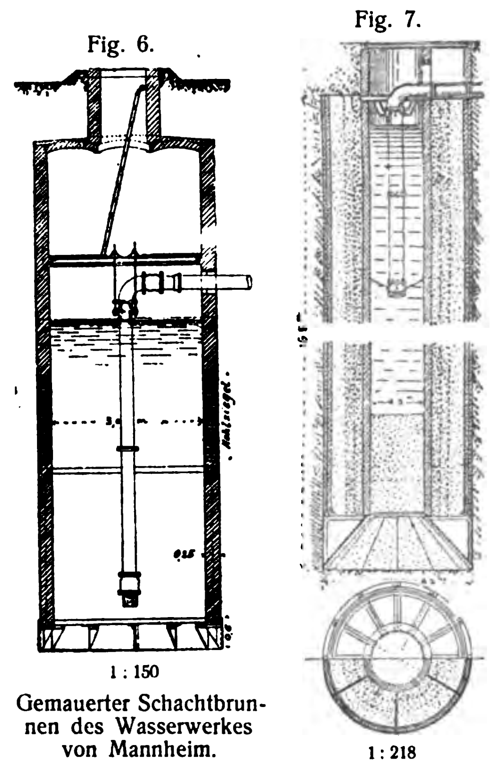


Fig. 6. 1 : 150 Gemauerter Schachtbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim.

Fig. 7. 1 : 218 Ehemaliger Filterbrunnen der Berliner Wasserwerke.

Gemauerte Schachtbrunnen als Filterbrunnen sind selten zur Anwendung gekommen. Textfig. 7 zeigt ein solches Beispiel eines Filterbrunnens bei den früheren Berliner Wasserwerken, ausgeführt im Jahre 1870 von Henry Gill. Der Brunnen ist hier doppelwandig, mit beiden Mänteln aus Drei-Loch-Steinen aufgemauert. Im Verhältnis des Sinkens und der Aufführung der Mäntel wurde zwischen denselben die aus drei konzentrischen Ringen bestehende Filterfüllung aus Kies von verschiedener, von aussen nach innen zunehmender Korngrösse eingebracht. Hierbei wurden als radiale Querscheidewände zwischen den Brunnenmauern eingeklemmte Bretter und zwischen den Kiesschichten zwei herauszuziehende Bleche verwendet (DB. 1871, S. 108).

Solche Filterbrunnen sind jedoch nicht mehr gebräuchlich, da dieselben wesentlich teurer als die gegenwärtig zu gleichem Zwecke allgemein üblichen eisernen Filterbrunnen sind.

Eiserne Brunnen.

Die eisernen Brunnen haben gegenüber den gemauerten den Vorteil eines grösseren Verhältnisses der Durchgangsöffnungen des Mantels zur Gesamtfläche, weil sich bei denselben die Öffnungen dichter nebeneinander anbringen lassen als es bei den gemauerten Brunnen der Fall sein kann. Während nämlich bei

den eisernen Brunnen die Summe der Mantelschlitze etwa $^1/_5$ bis $^1/_4$ der Mantelfläche betragen kann, entspricht sie bei den gemauerten Brunnen höchstens $^1/_7$ der Mantelfläche. Infolge dessen kann, bei Beachtung auch der grösseren Wandstärke der gemauerten Brunnen, für die gleiche Leistungsfähigkeit das Verhältnis der äusseren Durchmesser eiserner und gemauerter Brunnen wie etwa 1 : 4 und eine dementsprechend kleinere Erdbewegung beim Absenken, also eine entsprechend schnellere und billigere Herstellung angenommen werden (vgl. Taaks, HZ. 1896, S. 378). Ein manchmal zur Geltung kommender Vorzug der eisernen Brunnen besteht auch darin, dass sie eventuell wieder herausgezogen und an anderer Stelle verwendet werden können. Sie haben aber den Nachteil dass sie von Rost und Kohlensäure mehr oder weniger angegriffen werden und dadurch allmählich der Zerstörung ausgesetz sind, nebstdem dadurch die Schlitze mehr oder weniger verstopft werden können (vgl. ÖW. 1889, S. 355). Durch den Rost wird auch das Wasser verunreinigt, welchem Umstande aber meistens kein besonderes Gewicht beigelegt wird, namentlich dann nicht, wenn die Entnahme in grössesen Mengen stattfindet.

Man pflegt die eisernen Brunnen, je nachdem sie mehr oder weniger als etwa 0,8 m Weite haben, in Schachtbrunnen (Kesselbrunnen) und Rohrbrunnen, und die letzteren wieder je nach der Art ihrer Niederführung in den Boden in Rammbrunnen bzw. Schraubbrunnen und Bohrbrunnen einzuteilen.

Da die Schachtbrunnen den Vorzug haben, darin einen grösseren Wasservorrat sammeln zu können, jedoch zur Absenkung in grössere Tiefen weniger geeignet sind als Rohrbrunnen, so werden machmal durch Anlage von kombinierten Schacht- und Rohrbrunnen die Vorteile beider vereinigt.

Eiserne Schachtbrunnen.

Infolge der genannten Vorteile der eisernen Brunnen werden Schachtbrunnen oft auch in Eisen hergestellt, und zwar gewöhnlich mit einem gemauerten Aufsatz, welcher beim Hinabpressen des eisernen Mantels die erforderlichen Stützpunkte abgeben kann. Der Mantel besteht gewöhnlich aus gusseisernen Ringen oder Rohren mit inneren Flanschen.

Taf. 4, Fig. 1. Schachtbrunnen der Wasserversorgung von Mülhausen in Elsass. Derselbe hat einen lichten Durchmesser von 4,0 m und ist bis zu der auf 17 m Tiefe unter der Erdoberfläche liegenden wasserführenden Schicht abgesenkt. Der Mantel besteht auf 10,43 m Höhe aus gusseisernen Ringen von je 1,0 m Höhe und 35 mm Stärke, während der obere Teil einen gemauerten Schacht von 0,35 m Wandstärke bildet. Die Wände dieses Brunnens sind nicht geschlitzt, sodass das Wasser der unterhalb befindlichen wasserführenden Schicht nur durch die Sohle in den Brunnen gelangt. Einen weiteren Zufluss erhält

jedoch derselbe durch ein am oberen Ende des gusseisernen Mantels einmündendes Sammelrohr *S*, welches von einer anderen in jener Höhe liegenden wasserführenden Schicht auf eine Länge von 100 m das Wasser aufsaugt. Der Brunnen steht durch einen Heber *H* mit einem zweiten Brunnen ähnlicher Art und durch das Saugrohr *P* mit dem Pumpwerk in Verbindung. Der Heber ist durch das Ventil *V* absperrbar (NA. 1887, S. 19—vgl. DB. 1883, S. 385—GC. 1882—89, S. 413—ÖZ. 1895, S. 238).

Taf. 4, Fig. 2. Eiserner Schachtbrunnen des neuen Wasserwerks von Krefeld. Die auf 17 bis 21 m Tiefe unter der Erdoberfläche abgesenkten 9 Brunnen der Anlagen sind im unteren Teil aus gusseisernen Rohren von 1,2 m lichter Weite und 4 m Länge zusammengesetzt. Hiervon sind die beiden untersten auf eine Gesamthöhe von 8 m geschlitzt (Schlitze von 8 mm Breite und 100 mm Länge). Am unteren Ende hat das Rohr einen trichterförmigen Ansatz, der mit reinem Kies ausgefüllt ist. Der obere Teil bildet einen gemauerten Schacht von 4,5 m Höhe, der beim Absenken des Eisenrohres als Stützpunkt diente. Hierbei wurde in der Art vorgegangen, dass zum Hinabpressen des Rohres zwei Wagenwinden unten gegen ein am Rohr befestigtes Rohrbündel und oben gegen einen in das Mauerwerk eingespannten Balken gestützt wurden. Das Ausbaggern des Bodens geschah mittels eines sog. Sackbohrers. Die Brunnen haben einen durchschnittlichen Abstand von 90 m und sind mit einer Heberleitung von 60 cm Weite verbunden. Diese Verbindungsrohre bestehen aus Kupfer, um bei etwaigem Setzen Brüche zu vermeiden (Gl. 1889, S. 457).

Rammbrunnen und Schraubbrunnen.

Diese durch Einrammen, bei kleinerer Tiefe (bis zu etwa 6 m) und weichem Boden wohl auch durch Einschrauben in den Boden niedergeführten Brunnen werden auch amerikanische, Norton- oder Abessinier-Brunnen genannt, weil sie zuerst in Amerika zur Ausführung kamen, dann von Norton (1861—65) weiter ausgebildet und später im Feldzug der Engländer gegen Abessinien (1868) in grösserem Umfang zur Anwendung kamen. Sie bestehen aus gezogenen, innen und aussen verzinkten Schmiedeisenröhren von etwa 30 bis 80 mm Weite und 4,5 bis 5 m Länge, die gewöhnlich bis zu etwa 10 m Tiefe eingerammt werden. Bei gleichzeitiger Anwendung des „Spülverfahrens" (s. „Grundbau", S. 26) sind sie aber auch im Tonboden bis zu 20 m und im Sand und feinem Kies bis zu 40 m Tiefe eingetrieben worden (vgl. Gl. 1889, S. 457). Ihre Ergiebigkeit beträgt etwa 0,6 bis 2,5 sl und mehr.

Taf. 4, Fig. $3-3_c$. Rammbrunnen mit Handpumpe. Derselbe ist zur Erleichterung des Eindringens in den Boden mit einer Stahlspitze *S* von etwas grösserem Durchmesser als jener des Rohres versehen. Für den Eintritt des Wassers ist der untere Teil des Rohres auf 0,6 bis 1 m Höhe und mehr seiherartig durchlocht oder geschlitzt (Löcher von etwa 3 bis 6 mm Weite) und gegen Verrostung verzinkt. Die Pumpe besteht aus dem Pumpenzylinder *P* welcher den Kolben mit dem Druckventil enthält, während das Saugventil (Rücklaufventil, meistens ein Kugelventil) unterhalb im Rohre, gewöhnlich dicht über dem durchlöcherten Teil, jedoch in höchstens 8 m Entfernung vom Druckventil angebracht ist. — Fig. 3_a zeigt eine gewöhnliche durchlochte Rammspitze für

Kiesschichten mit Kugelventil *V*, Fig. 3_b eine gewöhnliche durchlochte Schraubspitze für Kiesschichten und Fig. 3_c eine sog. Sandfilter-Rammspitze für Sandschichten, welche mit einem Metallgewebe-Überzug, oft in zwei bis drei Lagen mit etwa 300 bis 900 Maschen auf 1 qcm versehen ist. Die letztere Anordnung wird z. B. von der Pumpen-Maschinenfabrik W. Garvens in Wien geliefert.

Taf. 4, Fig. 4. Rammvorrichtung (Schlagwerk, Fallwerk), bestehend aus Dreifuss *D*, Klemme (Rohrbündel) *K* und Rammbär (Rammklotz) *B*, welcher durch die Zugseile *S* angehoben wird.

Will man das Rohr herausheben, so genügt es das Schlagwerk umgekehrt wirken zu lassen.

„ „ Fig. 5—8. Andere Variationen des Schlagwerkes für Rammbrunnen.

„ „ Fig. 9. Doppelhebel-Klemme (Handkrücke) zum Einschrauben der Schraubbrunnen. Dieselbe ist hier mittels eines Keiles am Rohr befestigt (vgl. andere Anordnungen im „Grundbau").

„ „ Fig. 10—10_a. Rammbrunnen-Anlage der Wasserversorgung von Brooklyn. Diese seit 1885 bestehende Anlage umfasst vier Reihen von je 24 Rohrbrunnen von 50 mm Weite, in Abständen von je 4 m in jeder Reihe und mit 5 m Entfernung der Reihen. Zur Ausnutzung mehrerer Grundwasser-Stockwerke wurden die Rohre entsprechend der Lage der wasserführenden Schichten an mehreren Stellen durchlöchert. Für die Wasserentnahme stehen die Brunnen durch absperrbare Zweigleitungen *C* von 75 mm Weite mit einer zwischen den Brunnenreihen durchlaufenden oberirdischen Saugleitung *A* von 300 mm Weite in Verbindung, welche wieder durch eine 400 mm weite Zweigleitung *B* mit dem Pumphause *P* verbunden ist. Von hier aus wird das Wasser durch die Druckleitungen *D* zur Stadt befördert. Jeder Brunnen liefert etwa 2,5 sl oder 216 cbm täglich (CBl. 1888, S. 289—Sc. Am. 1887, I, S. 95).

Bohrbrunnen.

Diese Brunnen werden in einem durch Erdbohrer hergestellten Bohrloch ausgeführt und bestehen aus einem dem Bohrer nachgeschobenen Futterrohr, (Bohrrohr, Bohrtour, Bohrschale), welches je nach der Beschaffenheit der wasserführenden Schicht entweder unmittelbar als Brunnenrohr beibehalten wird, oder wird indemselben ein besonderes Brunnenrohr nachgeschoben und das Futterrohr dann eventuell, teilweise oder ganz, hochgezogen. Ersteres kann der Fall sein, wenn entweder bei grosser Rohrweite der Eintritt des Wassers nur durch die Sohle genügt, oder wenn bei grobkörniger Beschaffenheit des Bodens die Wandungen des Futterrohres durchlocht werden, ohne dass ein Eindringen des Bodens zu befürchten ist, während die andere Anordnung bei feinkörnigem Boden erforderlich ist, indem dann das eingeschobene Brunnenrohr durchlocht und entweder mit einem Sandfilter oder mit einem Seiher oder Filterkorb aus Metallgewebe umschlossen wird (Filterbrunnen). Diese Filterkörbe erhalten je nach der Beschaffenheit des Bodens eine Maschenweite von etwa 1 bie 2 mm. Es ist wichtig dass die Löcher weder zu gross noch zu klein angenommen werden, da

im ersteren Falle die Brunnen zu schnell versandet, im letzteren Falle aber die Löcher verstopft werden. Bei gemischten Boden wähle man die Maschen eher etwas grösser, so dass dann nur im Anfang die feineren Körner in den Brunnen eindringen, worauf nach deren Beseitigung der Brunnen gut funktioniert. Man wählt daher die Maschenweite zweckmässig so gross, dass das Gewebe von einer Probe des Bodens etwa $^1/_2$ bis $^2/_3$ durchlässt.

Für die Wasserentnahme befindet sich in diesem Brunnenrohr noch ein besonderes Entnahme-, Steig- oder Saugrohr, welches dann bei einzelnen Brunnen unmittelbar mit dem Pumpwerk, meistens aber mit einer in einen Sammelbrunnen ausmündenden Heberleitung in Verbindung steht.

Die Bohrbrunnen können eine lichte Weite von etwa 60 bis 1000 mm erhalten und bis zu den grössten durch Erdbohrer erreichbaren Tiefen, also bis zu mehreren hundert Meter Tiefe ausgeführt werden. Man verwendet dazu bis zu etwa 200 mm Weite gewalzte Stahlrohre, geschweisste Schmiedeisenrohre oder Gussrohre, bei grösserem Durchmesser genietete Blechrohre oder auch Gussrohre. Die Schmiedeisenrohre erhalten eine Wandstärke von etwa 3 bis 6 mm und Längen von 4,5 bis 5 m. Sie werden mittels fester oder loser Muffen, bei grösserer Wandstärke wohl auch ohne Muffen, mit glatter innerer und äusserer Wandfläche mit einander verschraubt, manchmal wohl auch mittels Stiftschrauben mit einander verbunden. Letzteres ist namentlich bei Gusseisenrohren der Fall. Das untere Ende wird durch einen angeschraubten Schuh verstärkt (s. „Grundbau", Bodenuntersuchungen).

Da sich die Rohre infolge des zunehmenden Reibungswiderstandes nur bis zu einer gewissen Tiefe eintreiben lassen, so werden sehr tiefe Bohrlöcher oft teleskopartig verrohrt, indem beim Aufhören des Eindringens einer Rohrtour die folgende im Innern dieser letzteren eingeschoben wird, usw. Hierdurch erhält die ganze Rohrschale die Form eines ausgezogenen Teleskops, namentlich wenn — wie dies oft geschieht — die überflüssigen, in einander sitzenden Teile durch besondere Vorrichtungen in der Tiefe abgeschnitten und wieder herausgezogen werden.

Auch die Bohrbrunnen erhalten am oberen Ende häufig einen gemauerten Schacht, der als Stützpunkt beim Einpressen der Rohre, sowie zur Unterbringung des Anschlusses des Saugrohres mit dem Absperrschieber, manchmal auch als Sammelschacht für das aufsteigende Grundwasser dient.

Taf. 4, Fig. 11. Brunnenanlage der Wasserversorgung von Wiborg in Finnland. Diese Anlage besteht aus zwei Rohren von je 305 mm Durchmesser, die durch eine Tonschicht bis zu einer auf 9 m Tiefe befindlichen wasserführenden Kiesschicht niedergeführt sind und oben in einen gemauerten Sammelbrunnen von 8 m Durchmesser und 8 m Tiefe ausmünden. Die Anlage befindet sich am Fusse einer Anhöhe, infolge dessen sich das Grundwasser an jener Stelle un-

ter Druck befindet und durch die Rohre in den Brunnenbehälter emporgepresst wird. Es ist dies also ein artesischer Brunnen.

Die Ergiebigkeit beträgt ungef. 700 cbm pro Tag. Das Wasser ist kristallklar und hat das ganze Jahr hindurch die gleiche Temperatur von 6° C. Der Brunnen wurde auf einem hölzernen Kranz versenkt und an einem bis zum festen Kiesboden niedergeführten Pfahlrost aufgehängt.

Taf. 4, Fig. 12—12_a. Brunnen-Wasserwerk für den Bahnhof Halle. Diese Anlage ist von ähnlicher Art wie die vorige, und wurde gelegentlich des in den Jahren 1880—92 erfolgten Umbaues dieses Bahnhofes für einen täglichen Bedarf von etwa 1200 cbm an einer ungef. 5 km entfernten Stelle angelegt, woselbst eine 12 m unter der Oberfläche gelegene, durchschnittlich 8 m mächtige wasserführende Kiesschicht angebohrt wurde. Es wurde zunächst ein 4 m weiter gemauerter Brunnen bis auf 14 m Tiefe unter der Bodenoberfläche abgeteuft, dessen Boden hier nicht abgedichtet wurde um das Wasser durch denselben empordringen zu lassen. Zur Erhöhung der Ergiebigkeit wurden aber in den Boden noch überdies sechs schmiedeiserne Rohre von 200 mm Dmr. 4,5 m tief eingebohrt. Das daneben ausgeführte Pumpwerk besteht aus zwei in einem gemauerten Schacht von 8,5 m Tiefe angelegten Pumpen mit einer Leistungsfähigkeit von je 100 cbm in der Stunde, welche jede durch ein besonderes Saugrohr mit dem Brunnen in Verbindung stehen. Die Kosten für die Brunnen nebst Vorarbeiten beliefen sich auf 50,000 Mk. und jene der Maschinen nebst Maschinenhaus auf 60 000 Mk. (ZfB. 1893, S. 570).

„ „ Fig. 13. Kombinierter Schacht- und Rohrbrunnen einer früheren Wasserwerksanlage in Kiel, welche aus einer Reihe von 8 Brunnen bestand. Der Schachtbrunnen *B* ist hier an der Sohle mittels Beton wasserdicht abgeschlossen und diente daher nur als Behälter für das durch das Rohr *a* emporgedrungene Wasser. Dieses Brunnenrohr lag in der wasserführenden Schicht und war der ganzen Länge nach durchlöchert.

Die Wasserentnahme aus diesen Brunnen geschah mittels eines 0,2 m weiten Saugrohres *c*, welches durch eine Heber-Rohrleitung von 0,4 m Weite und ca. 1000 m Länge mit einem beim Pumpwerke gelegenen Sammelbrunnen in Verbindung stand. Das Saugrohr war am unteren Ende mit einem Ventil versehen, welches beim Anheben der Kette *b* geöffnet, sonst aber durch das Gegengewicht geschlossen gehalten wurde (ZfB. 1893, S. 371—Zdl. 1893, S. 579).

„ „ Fig. 14. Amerikanischer Filterbrunnen (Dollard wells), bestehend aus einem mittels Futterrohr ausgeführten Bohrloch von 0,6 m Durchmesser, in welchem nach Einbringung einer Bodenschüttung von 0,9 m Höhe, ein aus durchlöcherten glasierten Tonröhren von 0,25 m Durchmesser bestehendes Filterrohr abgesenkt und mit gesiebtem Kies hinterfüllt wird. In dieses Filterrohr wird ein mit Seiher versehens Saugrohr von 0,1 m Durchmesser abgesenkt und das äussere Futterrohr herausgezogen (Engg. Nws. 1896, I. Febr).

Von ähnlicher Art sind die Filterbrunnen der Wasserversorgung von Nürnberg, deren Ausführung in der Art geschah, dass zuerst ein Futterrohr von 0,8 m Durchmesser bis zur nötigen Tiefe (3,5 bis 7,8 m) abgeteuft und in demselben eine Betonplatte von 0,79 m abgesenkt wurde. Darauf wurde das auf die Höhe der wasserführenden Schicht (1,5 m) durchlochte Brunnenrohr von 0,15 m Durchmesser abgesenkt und zwischen diesem und dem äusseren Futterrohr drei andere Rohre von so grossen Durchmessern auf die Bodenplatte niedergelassen, dass der Zwischenraum in 4 Teile abgeschieden wurde. Diese Zwischenräume wurden von innen nach aussen auf die Höhe der wasserführenden Schicht mit Kies von bzw. 18, 8, 4 und 2 mm Korngrösse gefüllt und sämtliche Futterrohre wieder herausgezogen (ZfG. 1889, S. 525).

Taf. 4, Fig. 15. Filterbrunnen des Wasserwerkes von Mannheim. Bei dieser nach dem System von O. Smreker in Mannheim ausgeführten Anlage wurde zunächst ein gusseisernes Futterrohr von 0,8 m Lichtweite bis unter die wasserführende Schicht abgeteuft, sodann der Smreker'sche Filterkorb eingesetzt und darauf das Futterrohr um die Höhe der Durchflussfläche des Filterkorbes hochgezogen. Hierauf wurde das Futterrohr in entsprechender Höhe über Grundwasser abgekreuzt und ein Einsteigeschacht bis auf Terrainhöhe aufgeführt.

Fig. 8. Fig. 8a.

15: Filterkorb von O. Smreker.

Dieser Filterkorb (Textfig. 8—8_a) besteht aus einem äusseren Schutzkorb *a* und dem inneren eigentlichen Filterkorb *b*. Ersterer ist in seinem unteren Teil vollwandig, im mittleren dagegen durchbrochen. Die Lochung des Schutzkorbes ist derartig, dass das Eintreten von gröberen Geschiebestücken ausgeschlossen ist. Der eigentliche Filterkorb *b* hat durchbrochene Seitenwandungen und vollwandigen Boden, und ist der durchbrochene Teil mit einem kupfernen Tressengewebe überzogen, dessen Maschenweite entsprechend der Beschaffenheit des Bodens gewählt wird.

Von oben gehen durch den Boden dieses Filterkorbes *b* zwei Röhren *c*, welche unten in den vollwandigen Teil des Schutzkorbes geführt sind und ist der Filterkorb *b* in den Schutzkorb *a* beweglich eingesetzt, so dass er zu jeder Zeit herausgezogen werden kann.

Bei normalem Betrieb tritt das Wasser in der Richtung des Pfeiles 1 durch die Öffnungen des Schutzkorbes in diesen hinein, stösst gegen die schräge Fläche des Filterkorbes *b*, wobei die eingedrungenen feinen Teilchen niedersinken und sich in dem unteren vollwandigen Teil des Schutzkorbes sammeln, von wo sie von Zeit zu Zeit in der Art beseitigt werden, dass man durch eine der Röhren *c* Wasser einpumpt und es nebst dem angesammelten Material durch die andere Röhre austreten lässt. Von Zeit zu Zeit wird auch das Tressengewebe gereinigt, in der Art, dass man dem Brunnen von oben reines Wasser zuführt und es durch die Röhre *c* wieder herauspumpt. Dabei nimmt das Wasser den dem gewöhnlichen umgekehrten, durch den Pfeil 2 angedeuteten Weg, und spült die an das Gewebe aussen angelegten Erdteilchen fort (ZfB. 1891, S. 599).

Taf. 4, Fig. 16. Brunnenanlage des Wasserwerkes von Belgrad, ausgeführt nach dem gleichen Princip wie die vorige. Um die oberhalb befindlichen, unbrauchbaren Wasser vom Eintritte in die Brunnen abzuhalten wurde zunächst ein gusseiserner Mantel von 3,1 m Durchmesser etwa 1,0 m tief in die feste Lettenschicht abgesenkt und darauf das Mantelmauerwerk aus Backsteinen in Zementmörtel bis über Hochwasser geführt. Im Innern dieses gemauerten Brunnens wurde dann der Rohrbrunnen mittels eines später zum grössten Teil wieder hochgezogenen Futterrohres abgesenkt und der Raum zwischen Futterrohr und Gusseisenmantel mit Stampfbeton ausgefüllt. In den Brunnenrohren sind wie im vorigen Falle Saugrohre abgesenkt zu denken, welche durch eine gemeinsame Heberleitung von 350 mm Dmr. mit einem Sammelbrunnen in Verbindung stehen (ZdI. 1893, S. 577).

" " Fig. 17. Brunnenanlage der Wasserversorgung von Laibach (ausgeführt von Smreker im Jahre 1890). Hier wurde bei 30 000 Einwohnern ein mittlerer Verbrauch von 100 l pro Kopf und Tag normiert, und dem-

gemäss die Anlage so bemessen, dass dieselbe 300 cbm pro Tag im Mittel und 1500 cbm im Maximum zu liefern im stande sein sollte. Für die mittlere Leistung wurde eine 20 stündige und für die maximale eine 22 stündige Arbeitszeit der Maschinen festgestellt. Die Anlage wurde ferner so ausgeführt, dass dieselbe jederzeit auf die 1 $^1/_2$ fache Leistungsfähigkeit erweitert werden kann. Es kamen anfangs 4 Rohrbrunnen mit einem gegenseitigen Abstand von 100 m zur Ausführung. Da der Grundwasserspiegel ungef. 20 m unter der Bodenfläche liegt, wurden zuerst bis zu dieser Tiefe reichende gemauerte Schachtbrunnen von 2,5 m Durchmesser abgesenkt, und von deren Sohle aus erst Rohrbrunnen 16,5 bis 21 m tief abgeteuft, deren Anordnung mit den vorher beschriebenen übereinstimmt. Die von diesen Brunnen ausgehenden Saugleitungen liegen in einem über dem Grundwasserspiegel befindlichen Stollen (ÖZ. 1893, S. 33),

Taf. 4, Fig. 18 und

Taf. 5, Fig. $1-1_d$. Rohrbrunnen-Anlage der Wasserversorgung von Åbo in Finnland, ausgeführt von A. Thiem (Leipzig). Aufgrund der von Thiem in der Zeit vom 10. August bis 30. November 1892 ausgeführten vorläufigen Untersuchungen — wobei in der Umgebung der Stadt 65 Bohrlöcher, sowie Abflussmessungen an Bächen und Gräben zur Ausführung kamen — wurde geschlossen, dass die Möglichkeit vorlag, für eine Einwohnerzahl von 54 800 Personen (welche Zahl voraussichtlich bis zum Jahre 1920 erreicht werden dürfte) mit 50 l pro Person und Tag das nötige Grundwasser gewonnen werden könnte, wenn die Entnahme von zwei Stellen, möglicherweise auch nur von einer stattfinden würde. Zur Gewinnung der nötigen Sicherheit wurden weitere Untersuchungen mit Probepumpen als notwendig erachtet, die eine Zeit von vier bis fünf Monaten und einen Kostenaufwand von etwa 25 000 Fmk (finnische Mark = Frs.) beanspruchen sollten. Diese in der Zeit vom Mai 1894 bis zum Mai 1895 vorgenommenen Untersuchungen ergaben, dass von einer einzigen ungef. 3,5 km südöstlich der Stadt im Kaarninko-Tale gelegenen Stelle eine Grundwassermenge von wenigstens 32 sl, also entsprechend dem obgenannten Bedarfe, zu gewinnen war. Infolgedessen wurde Thiem im Jahre 1897 mit der Ausarbeitung eines vollständigen Projektes für die gesamten Anlagen einer solchen Wasserversorgung beauftragt. Die Gesamtkosten für die vorläufig anszuführenden Anlagen wurden zu 1 164 000 Fmk berechnet. Deren Ausführung begann im Jahre 1902 und wurde im Jahre 1903 beendet.

Wie aus dem Lageplan Taf. 4, Fig. 18 und dem Längenprofil der Brunnenanlage Taf. 5, Fig. 1 zu ersehen, besteht diese Anlage aus 16 Rohrbrunnen, die in zwei Reihen in Abständen von 10 bis 20 m durch die wasserführende Kiesschicht bis zum festen Felsen auf Tiefen von 10 bis 21 m unter der Erdoberfläche abgesenkt und durch je eine Heberleitung von 170 und 300 m Länge mit einem gemeinsamen Sammelbrunnen verbunden sind. Unmittelbar daneben befindet sich das Pumpenhaus, welches mit dem Sammelbrunnen durch eine doppelte Saugleitung verbunden ist. Das gehobene Wasser wird mittels einer Druckleitung von 275 mm Dmr. zu einem Hochbehälter und zur Stadt gepumpt.

Die Absenkung der Brunnen geschah durch Herstellung von Bohrlöchern mittels eines Zylinderbohrers von 280 mm Dmr., worauf ein Futterrohr von 240 mm Dmr. und 2 $^1/_2$ mm Wandstärke in Stücken von 2 m Länge niedergeschoben wurde. Nach Erreichung des Felsens wurde im Futterrohr das Brunnenrohr hinabgelassen und ersteres wieder ausgezogen. Die Rohrbrunnen bestehen aus gusseisernen, durch Stiftschrauben verbundenen Muffenröhren von 150 mm lichter Weite und 7 $^1/_2$ mm Wandstärke, und sind am unteren Ende mit einem Filterkorb von 2 bis 6 m Höhe versehen (Fig. 1_a). Letzterer besteht aus einem an vier Seiten durch viereckige Löcher von 60 mm Breite und 44 mm Höhe durchbrochenen Gusseisenrohr, welches von einem verzinnten Kupfer-

drahtgewebe von 1 mm Maschenweite umschlossen ist. In diesem Brunnenrohr befindet sich ein an die Heberleitung luftdicht angeschlossenes, bis zu entsprechender Tiefe niedergeführtes Saugrohr aus verzinntem Kupfer und ein bis zur Erdoberfläche emporgeführtes schmiedeisernes Beobachtungsrohr (Peilrohr) von 22 m Weite, in dem sich ein verzinntes Kupferrohr von 17 mm Weite befindet. Mit diesem Rohr können sowohl die jeweiligen Wasserstände festgestellt als auch Wasserproben entnommen werden.

Die beiden Heberleitungen sind Gusseisenrohre, die unter Beachtung allfälliger künftiger Erweiterungen von den Enden bis zur Mitte 200 mm und von der Mitte bis zum Sammelbrunnen 250 mm Weite erhielten und auf 2 bis 3 m Tiefe unter der Erdoberfläche verlegt wurden. Sie sind mit den Brunnen durch Rohrstücke von 2 m Länge und 150 mm Weite vereinigt.

Der Sammelbrunnen (Fig. 1_b—1_d) hat einen Durchmesser von 2,5 m und eine Tiefe von 9,2 m unter der Erdoberfläche. Derselbe besteht aus Ziegelmauerwerk von 380 mm Wandstärke und wurde unter Anwendung eines schmiedeisernen Schlinges als Senkbrunnen ausgeführt. Fig. 1_e—1_d zeigt die Art der Aufhängung der Heber- und Saugrohre im Brunnen. Die Gesamtkosten der Brunnenanlage nebst Heberleitungen (ausschliesslich Pumpwerk usw.) betrugen 42 290 Fmk (TFF. 1904, S. 231).

Taf. 5, Fig. 2. Rohrbrunnen des Wasserwerkes Beelitzhof II am Wannsee bei Berlin. Diese zur Wasserversorgung der westlichen und südlichen Nachbarorte Berlins (Aktiengesellschaft Charlottenburger Wasserwerke) bestimmte Anlage ist die grösste von den fünf Wasserförderanlagen dieser Gesellschaft und umfasst 160 Tiefbrunnen von der hier dargestellten Art, die teils in einfacher teils in doppelter Reihe in Abständen von etwa 12 m längs des Seeufers angelegt sind.

An den gusseisernen Brunnenkopf schliesst sich ein 9 m langes Kupferrohr und an dieses das aus Muffenrohren von 2 bis 3 m Länge zusammengesetzte gusseiserne Brunnenrohr, welches am unteren Ende einen Filterkorb trägt. Der lichte Durchmesser des Brunnenrohres beträgt 170 mm. Ein Mantelrohr, das eine etwaige Erneuerung der Brunnen erleichtern würde, ist hier nicht angewandt (IW.).

„ „ Fig. 3—3_a. Rohrbrunnen-Anlage am Müggelsee für die Wasserversorgung von Berlin. Die erste Wasserleitung wurde in Berlin im Jahre 1856 von einer englischen Gesellschaft in Betrieb gesetzt. Dabei wurde das Wasser aus der Spree entnommen, durch Sandfilter gereinigt und durch die Rohrleitungen, ohne Einschaltung von Zwischenbehältern, unmittelbar den Verbrauchstellen zugeführt. Im Jahre 1860 betrug der Verbrauch 3 000 000 cbm, im Jahre 1870 bereits 14 000 000 cbm. Hiermit erreichte dieses Wasserwerk das Ende seiner Leistungsfähigkeit. Da schon damals die Anwendung des Spreewassers in gesundheitlicher Beziehung bedenklich erschien, so sollte bei der folgenden Erweiterung nicht mehr Oberflächenwasser, sondern Grundwasser zur Anwendung kommen, wodurch zugleich eine künstliche Filtration erspart werden sollte. Dem entsprechend bestand die neue im Jahre 1877 vollendete Anlage aus 27 gemauerten Kesselbrunnen von 16 m mittlerer Tiefe, welche am südlichen Ufer des Tegeler Sees in den aus Sand- und Kiesschichten bestehenden Untergrund abgesenkt wurden.

Das anfangs ausgezeichnete Wasser dieser Anlage entsprach aber schon nach sechsmonatigem Betriebe den Ansprüchen durchaus nicht. Es machten sich nämlich braunflockige Ausscheidungen bemerkbar, die als Eisenoxydul erkannt wurden, welches an der Luft in Eisenoxyd überging und die Entwicklung einer Alge (Crenothrix polyspora) begünstigte. Dieselbe gelangte in grossen Mengen in das Rohrnetz und kam durch Eisenoxyd braun gefärbt, als schlammige Masse an den Verbrauchstellen zutage. Da eine Beseitigung dieses Übelstandes da-

mals nicht möglich erschien, wurde im Jahre 1882 beschlossen diesen Brunnenbetrieb wieder aufzugeben und das Leitungswasser aus dem See zu entnehmen und zu filtrieren. Die hierfür erforderlichen Anlagen wurden im Jahre 1883 fertiggestellt. Im Jahre 1893 wurde auch ein derartiges neues Werk am Müggelsee, mit unmittelbarer Entnahme aus dem See und Filtration, erbaut.

Allein infolge der zunehmenden Verunreinigung dieser beiden Seen durch die Abwässer der benachbarten Ortschaften und da inzwischen neue Erfahrungen bezüglich der Möglichkeit der Beschaffung von reinem Grundwasser gemacht worden sind, so wurde bereits in den neunziger Jahren ein abermaliger Übergang zur Grundwassergewinnung an den Ufern dieser Seen beschlossen. Man kam nämlich zu der Einsicht, dass der Misserfolg der Tegeler Brunnenanlage teils darauf beruhte, dass diese Brunnen durch den Jung-Alluvialsand nur bis zum groben Sand (Grand) des Diluviums hinabgeführt waren, welche Sandarten beide stark eisenhaltig sind, während dies in grösseren Tiefen weniger der Fall ist, teils darauf, dass das Wasser einer ungenügenden Durchlüftung unterzogen wurde. Man ist in neuerer Zeit zu der Erfahrung gekommen, dass eine gründliche Enteisenung des Wassers durch eine schnelle Oxydation des Eisens in der Art erreicht werden kann, dass das Wasser in möglichst feiner Verteilung in enge Berührung mit der Luft gebracht wird. Das Oxydul wird dabei in Oxyd verwandelt und der sich bildende Eisenschlamm dann durch Ablagerung und Filtration leicht zurückgehalten.

Infolge dessen wurden im Jahre 1901 die alten Flachbrunnen am Tegeler See durch 46 Tiefbrunnen, nämlich Rohrbrunnen von 50 bis 70 m Tiefe ersetzt und die alten Filter mit einer Riesler-Anlage zur Enteisenung des Wassers ergänzt.

Im Jahre 1904 wurde sodann auch am Müggelsee das grossartige neue Tiefbrunnenwerk (Fig. 3) begonnen, wovon ein Teil schon 1905 in Betrieb genommen wurde. Der volle Umbau sollte im Jahre 1907 beendet sein. Die gesamte Anlage besteht aus 3 Brunnenreihen (Galerien), nämlich eine (Galerie *A*) von rd. 2740 m Länge, mit 103 Rohrbrunnen, Galerie *B* von rd. 4570 m Länge mit 169 Brunnen und Galerie *C* von 2240 m Länge mit 78 Brunnen, also insgesamt 350 Tiefbrunnen mit einer Höchstleistung von je 7 sl. Diese Tiefbrunnen (Fig. 3_a) bestehen aus einem nahtlosen verzinkten schmiedeisernen Mantelrohr von 230 mm Weite, das je nach den gefundenen Kiesschichten 40 bis 50 m tief in den Boden eingebohrt ist. In dieses Mantelrohr ist im unteren Teile ein zweites, kürzeres, 150 mm weites, gegen das erste durch einen Gummiring abgedichtetes Rohr eingesetzt, welches in ein durchschnittlich 12 m langes Filter ausläuft. Dieses besteht aus einem siebartig durchlochten und mit einem verzinkten Kupferdrahtgewebe umhüllten Rohr, welches bei etwaiger Verschlammung nach Bedarf mit dem Mantelrohr herausgezogen und nach der Reinigung wieder eingesetzt werden kann.

Das obere Ende des Rohrbrunnens ist von einem gemauerten Schachtbrunnen mit betonierter Sohle umschlossen und gegen ein einbetoniertes Gusseisenrohr abgedichtet, wodurch bei steigendem Grundwasser ein Eindringen desselben in den Schacht verhindert wird. Das Mantelrohr trägt am oberen Ende eine Absperrvorrichtung mit einem in das Mantelrohr hinabgeführten Saugrohr von 150 mm Dmr. und einem Peilrohr. Die Länge des Saugrohres schwankt zwischen 8,5 und 10 m und ist so bemessen, dass niemals Luft in die Heberleitung eintreten kann. An die Absperrvorrichtung schliesst sich ferner die zur Heber-Hauptleitung führende Saugleitung von 200 mm Durchmesser. Diese Hauptleitungen der drei Galerien bestehen aus 1200 bzw. 1100 mm weiten Gusseisenrohren, die in einen gemeinsamen Sammelbrunnen von 8 m Weite und 10 m Tiefe münden, von welchem wieder drei getrennte Leitungen von 1200 mm Dmr. nach den Pumpenkellern der drei Schöpfmaschinenhäuser abgehen. Für die

Bestimmung der Höhenlage der Heberrohrmündung wurden Grundwassersenkungen von im Mittel 4,5 m zugrunde gelegt.

Um ein Versanden der Brunnen und ein Mitreissen des feinen Sandes während des Betriebes möglichst zu verhüten sind die Filterkörbe nicht — wie sonst üblich — mit feinem Tressengewebe (Schützenbergersche Gaze), sondern mit einem der jeweiligen Korngrösse des Sandes angepassten Kupferdrahtgewebe von 1 bis 2 mm Maschenweite umgeben und der umgebende Boden in vorhinein entsandet. Zu diesem Zwecke wurden mittels einer Zentrifugalpumpe mindestens 40 sl, also das Fünffache des normalen Wasserquantums entnommen und dabei mittels Druckwasserspülung der feine Sand in der Umgebung ständig aufgerührt. Diese Entsandung wurde solange fortgesetzt, bis das der Pumpe entströmende Wasser dauernd klar und sandfrei blieb.

Der Eisengehalt wechselt je nach dem Grundwasserstand und der Beanspruchung der einzelnen Brunnen, und stieg in Tegel im Anfang von 1,1 bis 1,8 mg/l, ging aber allmählich auf 1,3 mg/l zurück. In Müggelsee ergab sich beim Probepumpen ein Eisengehalt von 0,02 bis 2,5 mg/l, und betrug später 1,0 bis 1.2 mg/l. Die Enteisenung geschieht auch hier mittels Riesler, in dem der grösste Teil des Eisens zurückbleibt, so dass häufig kaum ein Zehntel noch als Oxydul zum Filter gelangt. Das Filtrat ist gewöhnlich eisenfrei. Das Wasser hat eine bleibende und temporäre Härte von 2,2 bzw. 7,1, also eine Gesamthärte von 9,3 deutschen Graden und eine gleichmässige Temperatur von 10° C.

Die Leistungsfähigkeit des Werkes Müggelsee beträgt ungef. 190 000 cbm und jene des Werkes Tegel 86 000 cbm, also insgesamt 276 000 cbm im Tage. Es ergibt sich also für den Stand der Bevölkerung in der nächsten Zukunft (2,7 Millionen) wieder die Notwendigkeit einer Vergrösserung (IW.—JfG. 1906, Nr. 45).

Artesische Brunnen.

Die artesischen Brunnen unterscheiden sich von den gewöhnlichen Bohrbrunnen nur durch ihre Wirkungsweise, indem sie bis zu einer unter Druck befindlichen wasserführenden Schicht niedergeführt sind, infolgedessen in denselben das Wasser über die Oberfläche dieser Schicht, manchmal bis zu entsprechender Höhe über der Erdoberfläche emporsteigt. Infolge der vom Wasser zu überwindenden Reibungswiderstände müsste eine solche wasserführende Schicht immer ihren Ursprung an einer wesentlich höher gelegenen Stelle als die Steighöhe des Wassers beim Brunnen haben. Da man aber artesische Brunnen auch in weiten Ebenen, wo die erforderlichen Höhen ganz zu fehlen scheinen, erbohrt hat, so glaubt man dies dadurch erklären zu können, dass diese Schichten oft sehr grosse Gebiete umfassen, so dass das Wasser solcher artesischer Brunnen von in sehr weiten Entfernungen gelegenen Höhen herstammen sollte.

Es kann aber dieses Wasser auch einen anderen Ursprung haben. Die in grösseren Tiefen befindlichen Grundwässer können sich nämlich häufig unter dem Druck von stark gespannten Dämpfen, welche durch das zerklüftete Gestein aus dem Erdinnern emporsteigen, befinden. Wird daher ein solches Grundwasser angebohrt, so steigt es, durch die Dämpfe mehr oder weniger erwärmt, als ge-

wöhnliches Brunnenwasser oder als warmer Sprudel (Geysir), oft bis zu bedeutender Höhe über die Erdoberfläche empor. Es gibt artesische Brunnen die zu sehr bedeutenden Tiefen ausgeführt sind, wie die folgenden Beispielen zeigen.

Der am linken Seine-Ufer in Paris in den Jahren 1833—41 mit einem Kostenaufwand von 390 000 Frs erbaute artesische Brunnen von Grenelle hat eine Tiefe von 548 m und lieferte anfangs in Bodenhöhe täglich 3000 cbm, dann in den sechziger Jahren 950 cbm, später aber nur noch 350 cbm Wasser von 27,4° C. Der am rechten Flussufer gelegene Brunnen von Passy (erbaut 1855—60) reicht bis zu 586,5 m Tiefe, hat einen Durchmesser von 0,6 m und ergab anfangs täglich 16,200 cbm Wasser von 28° C., während er später nur noch 6600 bis 6500 cbm lieferte. Ferner hat der im Jahre 1887 ausgeführte artesische Brunnen auf der Place Hébert in Paris eine Tiefe von 719 m, einen Rohrdurchmesser von 1,06 m und eine Wassertemperatur von 30° C. Die Wasserabnahme dieser Brunnen wird teils der erhöhten Entnahme durch das Hinzukommen weiterer Brunnen, teils Verstopfungen durch den Sand zugeschrieben. — Der im Jahre 1879 von Zsigmondy auf der Margaretheninsel in Budapest erbohrte Brunnen hat eine Tiefe von 970 m und liefert täglich 1800 cbm Wasser von 74° C. (vgl. AB. 1861—CI. 1865, S. 495—CBl. 1888, S. 420—ÖW. 1885, S. 164—ÖZ. 1895, Nr. 31—1896, Nr. 43, S. 578—Edm. Herzog, Wasserversorgung mittelst artesischer Brunnen. Wien, Spielhagen & Schurich 1895).

e. Künstliches Grundwasser.

Man kann künstlich aufgestautes natürliches und durch Infiltration von Oberflächenwasser künstlich erzeugtes Grundwasser hervorbringen.

Ersteres kann in der Weise geschehen, dass man einen Grundwasserstrom durch Einbauen einer unterirdischen Talsperre, wie bei der Schaffung der oberirdischen Staubecken, absperrt. Es kann dann der so geschaffene Vorrat zur Ausgleichung wechselnder Zuflüsse dienen, so dass in Zeiten kleiner Zuflüsse die nötige Ergänzung von dort bezogen werden kann. Man wird einen solchen unterirdischen Staudamm wo möglich bis in die undurchlässige Schicht hinabführen, allein es kann auch wenn dies nicht vollends geschieht schon ein mehr oder weniger starker Aufstau erreicht werden.

Die künstliche Erzeugung von Grundwasser geschieht durch Infiltration von besonders zugeleitetem Oberflächenwasser in durchlässige Erdschichten (Kies, Sand) und darauffolgende Entnahme des so gebildeten Grundwassers in so grosser Entfernung von der Infiltrationsstelle, dass das Wasser genügend gereinigt wird und die Temperatur des natürlichen Grundwassers annimmt. Man kann hierdurch bei günstigen Verhältnissen ein Wasser erhalten, dass nicht nur besser als mittels Sandfilter gereinigtes, sondern auch besser ist als natürliches Grundwasser. Ersteres mit Rücksicht darauf, dass beim Sandfilter das Wasser nur ein Filterschicht von kleiner Mächtigkeit (etwa 1 m) passiert, während das natürliche Grundwasser beim langsamen Versickern mehr Säuren (Kohlensäure

usw.) und durch die damit erlangte auflösende Eigenschaft auf seinem langen Wege Stoffe aufnimmt, die für die Güte des Wassers unvorteilhaft sein können. Eine Übergangsform zur künstlichen Erzeugung von Grundwasser bilden die früher besprochenen Filterkanäle (Filtergalerien) an den Ufern der Flüsse, welche das durch den Uferboden filtrierte Flusswasser aufsaugen. Eine Variation dieser Übergangsform besteht ferner darin, dass manchmal das vom Flusse in das Ufergelände eingedrungene Wasser sich als Grundwasserstrom längs des Ufers nach einem stromabwärts mehr oder weniger entfernt gelegenen Punkte des Flusses bewegt, also einen unterirdischen Seitenarm des Flusses bildet. Es wird daher aus einem solchen Grundwasserstrome, bei entsprechender Entfernung der Entnahme von der Einlaufstelle, im allgemeinen besseres Wasser zu gewinnen sein als aus gewöhnlichen Filterkanälen.

Eine solche Anlage besteht z. B. in Schweinfurt, wo das durch ein oberhalb der Stadt gelegenes altes Wehr aufgestaute Wasser des Mainflusses in das linke Ufer eindringt und einen Grundwasserstrom bildet, der unter dem Stadtgebiet durchlaufend, unterhalb desselben wieder in den Fluss ausmündet. Das für die Versorgung der Stadt erforderliche Wasser wird diesem Grundwasserstrome durch oberhalb der Stadt in entsprechender Entfernung vom Flusse angelegte Brunnen entnommen.

Die eigentliche künstliche Erzeugung von Grundwasser geschieht nach dem gleichen Prinzip wie die Reinigung der städtischen Abwässer auf Rieselfeldern, nämlich dadurch, dass Oberflächenwasser in Becken geleitet wird, welche im durchlässigen Boden eingeschnitten sind und von denen aus es in den Boden versickert, um dann in entsprechender Entfernung und Tiefe mittels Brunnen oder in anderer Weise gefasst zu werden. Hierüber mögen folgende Beispiele angeführt werden:

In Chemnitz wird das der Zwönitz entnommene Wasser zum Teil in einen „absorbierenden Kanal" geleitet, dessen Sohle in einer wasserführenden Kiesschicht liegt, während ein anderer Teil auf einer Wiese zum Versickern gebracht und dann mittels Brunnen gefasst wird.

Im Jahre 1888 entwarf Thiem ein zwar nicht zur Ausführung gekommenes Projekt für die Wasserversorgung von Stralsund mit künstlich erzeugtem Grundwasser, dem entsprechend täglich 5000 cbm Wasser einem See entnommen, mittels einer Gravitationsleitung in 5 Becken von 3,6 ha Grundfläche geleitet und hier zum Versickern gebracht werden sollten, um dann mittels Brunnen gefasst zu werden.

Taf. 5, Fig. 4—4_a. Anlage zur Gewinnung von künstlichem Grundwasser für die Wasserversorgung von Gotenburg. Diese Anlage kam im Jahre 1898 nach den Vorschlägen von G. Richert, als Ergänzung der bis dahin bestandenen Versorgung aus der Göta Elf zur Ausführung, nachdem von einer Erweiterung dieser Entnahme aus hygienischen Rücksichten Abstand genommen wurde und man aufgrund von umfassenden Untersuchungen die Über-

zeugung gewonnen hatte, dass im Tale des Flusses natürliches Grundwasser in genügenden Mengen nicht zu gewinnen war (nur 2000 cbm in 24 Stunden). Da die geologische Gestaltung des Tales für die künstliche Erzeugung von Grundwasser als geeignet erschien, so sollte auf diesem Wege eine Vermehrung des natürlichen Grundwassers erreicht werden. Hierzu sollte eine zwischen der oberst liegenden Tonschicht und dem felsigen Untergrund eingebettete Sandschicht benutzt werden (Fig. 4_a). Nachdem eine diesbezügliche Versuchsanlage — darin bestehend, dass einer am oberen Ende dieser Schicht befindlichen Sandgrube in 5 m Höhe über dem Flusse im Verlaufe von mehreren Monaten Wasser zugeführt und zum Versickern gebracht wurde — ein günstiges Resultat ergab, so wurde an der gleichen Stelle die bleibende Anlage ausgeführt.

Fig. 9.

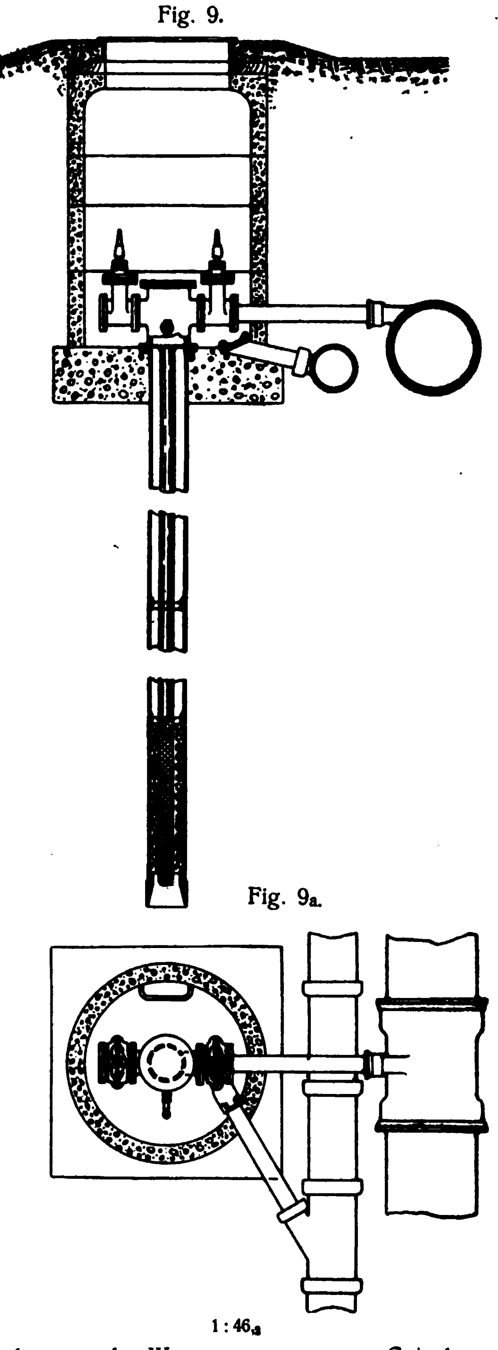


Fig. 9a.

1 : 46,a

Rohrbrunnen der Wasserversorgung von Gotenburg.

Diese besteht aus zwei Infiltrationsbecken von zusammen 5000 qm Grundfläche, deren Sohle auf 0,5 m Tiefe unter die ursprüngliche natürliche Grundwasserfläche (+ 5,0) oder auf + 4,5 m Höhe über der Wasserfläche des Flusses (± 0) verlegt wurde. In diese Becken wird wie bei gewöhnlichen Sandfiltern das Wasser aus der Göta Elf mit dem gleichen Pumpwerk gefördert, welches die alten Filterwerke speist.

Die Grundwasserentnahme geschieht durch 20 Rohrbrunnen, welche in einer horizontalen Entfernung von etwa 200 m unterhalb der Becken in einer Reihe abgesenkt sind und durch eine gemeinsame Sammelleitung von 356 bis 508 mm Weite mit freiem Gefälle mit einem neben dem Pumpwerk gelegenen Sammelbrunnen in Verbindung stehen. Der Grundwasserstand beträgt zwischen den Brunnen + 3,5 m und in einem Beobachtungsbrunnen neben dem Pumpwerk + 4,5 m. Es erfuhr daher der Grundwasserspiegel unterhalb des Brunnenkomplexes eine Senkung von 0,5 m oder von $10\,^0/_0$. Da nun vorher festgestellt wurde, dass der gesamte Zufluss

von natürlichem Grundwasser bei 5 m Druckhöhe in 24 Stunden nur 2000 cbm betrug, so entspricht obiger 10 % Druckhöhenverminderung nur ein Verlust von 200 cbm, so dass nahezu die gesamte Grundwassermenge durch die Brunnen entnommen wird.

Die Becken werden bis zu 1 m Tiefe gefüllt. Der Filtrationswiderstand beträgt bei reiner Sohle des Beckens 0,15 m (entsprechend dem Druck einer Wassersäule von dieser Höhe) und steigt im Laufe von 2 bis 3 Monaten bis 0,7—1,0 m, wonach die an der Sohle mit einer Schicht Filtersand belegten Becken abwechselnd entleert und wie gewöhnliche Sandfilter gereinigt werden.

Die gegenwärtige tägliche Leistungsfähigkeit der Brunnenanlage beträgt nur 6500 cbm bei einer Filtrationsgeschwindigkeit von 1,3 m. Da die Leistungsfähigkeit der Becken unter Erhöhung der Geschwindigkeit auf 2,35 m bis zu 11 500 cbm pro Tag erhöht werden kann, so wird künftig zur Erreichung der gleichen Leistung durch die Brunnen entweder die Anlage neuer Brunnen oder eine entsprechend tiefere Absenkung des Wasserspiegels in den vorhandenen Brunnen und die Verwandlung der Sammelleitung in eine Saugleitung (event. Heberleitung) erforderlich sein. Zu dem Zwecke wurde auch bereits im Jahre 1903 zwischen den Rohrbrunnen und den Becken ein grösserer gemauerter Brunnen *B* (Fig. 4) von 3 m Dmr. abgesenkt und mit dem Sammelrohr der übrigen Brunnen verbunden. Vom Sammelbrunnen wird das Wasser zu einer Enteisenungs-Anlage gehoben. Das so gewonnene Wasser ist kristallklar und vollkommen frei von Mikroben, und hat eine Temperatur, die zwischen + 8° C. im Sommer und + 10° C. im Winter schwankt.

Die Anordnung der Brunnen ist aus vorstehenden Textfiguren 9—9_a zu ersehen. Es sind dies gusseiserne Bohrbrunnen von 200 mm Weite und ca. 30 m Tiefe, in Stücken von 1,5 m Länge, mit inneren Muffen und Stiftschraubenbefestigung. Der untere Teil ist auf 1 m Höhe mit Schlitzen von 15 mm Weite und 35 mm Höhe durchbrochen. In diesem Rohr befindet sich ein Entnahmerohr aus Kupfer von 76 mm Weite, welches am unteren Ende geschlossen und gleichfalls geschlitzt, mit einem doppelten Messingdrahtgewebe von 1 mm Maschenweite umschlossen und mit grobem Sand hinterfüllt ist. Nachdem aber beim Absenken dieser Brunnen durch die Schlitze viel Sand eindrang, der schwer zu beseitigen war, so wurden die acht letzten Brunnen nicht geschlitzt, und nach vollbrachter Senkung und Umschliessung des inneren Filterkorbes mit grobem Sand, um 2 m hochgezogen. Am oberen Ende ist jeder Brunnen von einem Einsteigeschacht aus Beton umschlossen, der durch ein Ablaufrohr entwässert ist (R.—TT. 1902, Väg- och Vattenbyggnads-afdeln., S. 70—TFF. 1904, H. 2, S. 31).

D. Die Leitungen.

Die zur Überführung des Wassers von einer Stelle zur anderen angewendeten Leitungen werden je nach dem Zwecke und den örtlichen Verhältnissen in verschiedener Weise ausgeführt. Man unterscheinet nämlich: unbedeckte Leitungen, bedeckte Leitungen mit freiem (luftberührtem) Wasserspiegel und Druckleitungen. Die ersteren zwei Arten nennt man auch Leitungen mit natürlichem Gefälle oder kurz Gefällleitungen. In den Druckleitungen bewegt sich das Wasser entweder gleichfalls dem Gefälle bwz. der Schwerkraft folgend (Gravitationsleitungen), oder muss es durch künstlichen Druck mittels eines Pumpwerkes fortbewegt werden.

1. Unbedeckte Leitungen.

Die unbedeckten Leitungen sind offene Gerinne (Gräben, Kanäle), welche entweder in den Erdboden eingeschnitten sind, oder aus gemauerten, hölzernen oder eisernen,. in den Erdboden versenkten oder über demselben angelegten Rinnen bestehen. Im ersteren Falle bestehen die Sohle und die Seitenwände entweder aus natürlichen Erdboden, oder sind dieselben künstlich befestigt. Diese Leitungen haben gegenüber den bedeckten zwar den Vorzug kleinerer Ausführungskosten, jedoch den Nachteil grösserer Kosten für den Grunderwerb, grösseren Widerstandes durch Vegetation und Eisbildung, grösserer Wasserverluste durch Verdunstung und Versickerung, der Verunreinigung durch vegetabilische und organische Stoffe, und der Beeinflussung durch die Temperatur der Atmosphäre. Es sind daher offene Leitungen im allgemeinen für Trinkwasser nicht geeignet, weshalb sie auch zu diesem ausschliesslichen Zwecke nur selten zur Anwendung kommen, meistens nur als Leitungen, die vorwiegend andere Zwecke haben (für Wasserkraftwerke, zur Bewässerung von Ländereien usw.), und nur zum kleineren Teil zugleich für Wasserversorgungen beansprucht werden. Das aus solchen Leitungen entnommene Trinkwasser muss dann in der Regel durch Filtration gereinigt werden.

Die für eine solche Leitung erforderliche Querschnittsfläche F ergibt sich aus

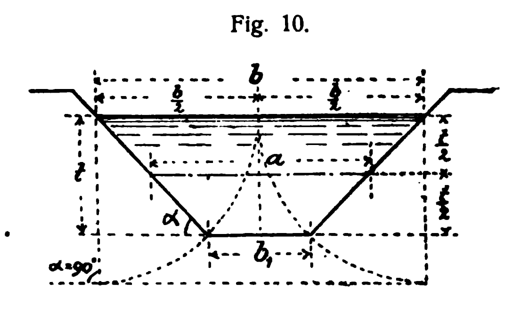
$$F = \frac{Q}{v},$$

wenn Q die erforderliche sekundliche Wassermenge und v die Geschwindigkeit bezeichnet. Letztere ergibt sich aus

$$v = c\sqrt{RJ},$$

worin $R = \frac{F}{p}$ den sog. Profilradius, p den benetzten Umfang, J das relat. Gefälle und c einen in bekannter Weise zu bestimmenden Koeffizienten bezeichnet (s. „Wasserbau" I. Teil, 2. Aufl. S. 53),

Fig. 10.



Es ergeben sich dann für verschiedene Bedingungen bestimmte Querschnittsformen als die zweckmässigsten. Soll bei gegebener Grösse der Querschnittsfläche F der benetzte Umfang p zum Minimum werden, so ergibt sich für einen trapezförmigen Querschnitt, unter Benützung der in beistehender Textfig. 10 angewendeten Bezeichnungen:

$$F = at,\; a = \frac{F}{t}$$

$$p = b_1 + \frac{2t}{\sin\alpha} = a - t\operatorname{ctg}\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha} = \frac{F}{t} - t\operatorname{ctg}\alpha + \frac{2t}{\sin\alpha}$$

$$\frac{dp}{dt} = -\frac{F}{t^2} - \operatorname{ctg}\alpha + \frac{2}{\sin\alpha} = -\frac{F}{t^2} + \frac{2-\cos\alpha}{\sin\alpha} = 0 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 1)$$

woraus als die günstigste Tiefe:

$$t = \sqrt{\frac{F\sin\alpha}{2-\cos\alpha}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 2)$$

und die Breiten an der Wasserfläche und Sohle bzw.

$$b = a + t\operatorname{ctg}\alpha = \frac{F}{t} + t\operatorname{ctg}\alpha \quad \ldots\ldots\ldots \quad 3)$$

$$b_1 = \frac{F}{t} - t\operatorname{ctg}\alpha \quad \ldots\ldots\ldots \quad 4)$$

Aus 1) folgt:

$$t^2(2-\cos\alpha) = F\sin\alpha = (b - t\operatorname{ctg}\alpha)\,t\sin\alpha$$

$$2t = b\sin\alpha$$

$$t = \frac{b}{2}\sin\alpha,$$

woraus sich die in Textfig. 10 angedeutete Konstruktion des günstigsten Querschnitts ergibt.

Für einen rechteckigen Querschnitt ergibt sich aus 2) für $\alpha = 90°$.

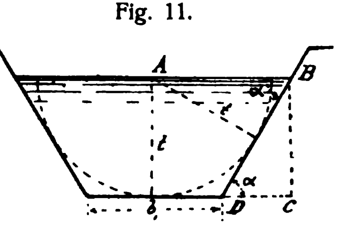
$$t = \sqrt{\frac{F}{2}} = \sqrt{\frac{bt}{2}}$$

$$t = \frac{b}{2}, \quad b = 2t,$$

wofür die Konstruktion gleichfalls in Fig. 10 angedeutet ist.

Anderseits ist bei gegebenem Böschungswinkel α dasjenige Querprofil am günstigsten, für welches bei unverändertem p die Profilfläche am grössten wird. Hierfür ist gleichzeitig $\frac{dF}{dt} = 0$ und $\frac{dp}{dt} = 0$ zu setzen, woraus sich dann das entsprechende Verhältnis der unteren Breite b_1 und der Tiefe t ergibt. Aus Textfig. 11 ergibt sich also:

Fig. 11.



$$F = b_1 t + t^2 \operatorname{ctg} \alpha, \text{ somit } \frac{dF}{dt} = b_1 + 2t \operatorname{ctg} \alpha = 0$$

$$p = b_1 + 2t \operatorname{cosec} \alpha \qquad \frac{dp}{dt} = 2 \operatorname{cosec} \alpha \qquad = 0 \text{ oder}$$

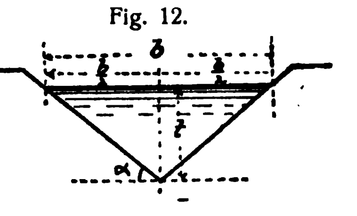
$$2t \operatorname{cosec} \alpha \qquad = 0, \text{ woraus}$$

$$b_1 = 2t \operatorname{cosec} - 2t \operatorname{ctg} \alpha = 2 . AB - 2 . DC.$$

Demnach ist das günstigste Querprofil einem Halbkreis umschrieben, dessen Mittelpunkt in der Wasserfläche liegt (vgl. Tkm. S. 154).

Soll die den Kosten für den Grunderwerb proportionale Breite der Wasserfläche b zum Minimum werden, so ergibt sich aus 3)

Fig. 12.



$$\frac{db}{dt} = -\frac{F}{t^2} + \operatorname{ctg} \alpha = 0, \text{ also}$$

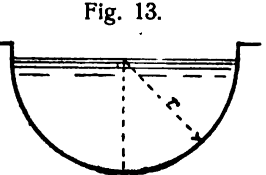
$$-(b - t \operatorname{ctg} \alpha)\, t + t^2 \operatorname{ctg} \alpha = 0, \text{ woraus}$$

$$b = 2t \operatorname{ctg} \alpha,$$

dem somit nebenstehende dreieckige Querschnittsform Fig. 12 entspricht. Letzteres Resultat entspricht auch der Bedingung, dass F, bzw. der Aushub zum Minimum wird.

Bei einem kreisbogenförmigen offenen Gerinne ist in bezug auf den der grössten Geschwindigkeit entsprechenden grössten Wert des Profilradius $R = \frac{F}{p}$ der halbkreisförmige Querschnitt (Textfig. 13)

Fig. 13.



am günstigsten, da er die grösste Fläche bei kleinstem Umfang einschliesst. Hierbei ist $\frac{F}{p} = \frac{r}{2}$, also ebenso gross wie beim Vollkreis.

Derartige halbkreisförmige Gerinne sind zwar unmittelbar im Erdboden nicht haltbar auszuführen, wohl aber bei einer Bekleidung mit Mauerwerk, Beton, Eisenbeton oder Blech. Gerinne der letzteren Art sind in neuerer Zeit z. B. als Bewässerungskanäle in Ägypten in grossartigem Masstab zur Anwendung gekommen, wobei dieselben teils in den Erdboden eingebettet, teils über demselben hinweg geführt sind (vgl. Eng. 1907, I. S. 234—Sc. Am. 1907, II. Nr. 7, S. 113 & 122).

Man kann aber für die Anwendbarkeit im Erdboden den Kreisbogen mit geradlinigen seitlichen Begrenzungen nach Textfig. 14 kombinieren. Hierbei schliessen sich also einem die Sohle bildenden Kreisbogen vom Zentriwinkel 2α, dessen Mittelpunkt im Wasserspiegel liegt, die geradlinigen seitlichen Böschungen tangierend an. Hierbei ist

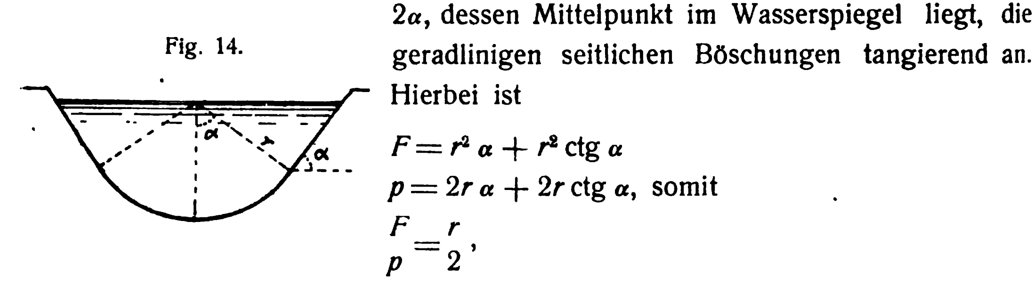


Fig. 14.

$$F = r^2 \alpha + r^2 \operatorname{ctg} \alpha$$

$$p = 2r\alpha + 2r \operatorname{ctg} \alpha, \text{ somit}$$

$$\frac{F}{p} = \frac{r}{2},$$

also der gleiche Wert wie beim Halbkreisprofil (vgl. Tkm. S. 152).

Bei der Annahme der Wassermenge Q ist auf die Verluste durch Versickerung und Verdunstung Rücksicht zu nehmen. Dieselben können je nach der Bodenbeschaffenheit, der Länge und der Höhenlage der Leitung gegenüber dem Grundwasserstande usw. von etwa 10 bis 50 % der gesamten Wassermenge betragen. Auch die Qualität des Wassers ist auf den Versickerungsverlust insoferne von Einfluss, als schlammhaltiges Wasser auf die Leitung dichtend wirkt. Mit Rücksicht auf die zur Sättigung der angrenzenden Erdmassen erforderlichen Wassermengen, ist der Versickerungsverlust anfangs bedeutend grösser als später, nach Erlangung des Beharrungszustandes.

Ferner ist bei der Projektierung von Leitungen im natürlichen Erdboden zu beachten, dass zur Vermeidung des Unterwaschens von Sohle und Wandungen je nach der Beschaffenheit des Bodens eine gewisse Geschwindigkeit nicht überschritten werden darf. Nach den diesbezüglichen Untersuchungen von Franzius gerät der Boden erst in merkliche Bewegung bei Erreichung der folgenden mittleren Geschwindigkeiten:

Feiner Sand und Schlamm . . . . $v = 0{,}5$ m

Gewöhnlicher Sand (Mauersand) und fester Moorboden $v = 1{,}0$ m

Gebundener, toniger oder sehr grober Sand und feiner Kies $v = 1{,}5$ m
Grober Kies und fester Klaiboden . . . . $v = 2{,}0$ m

Anderseits ist zur Vermeidung von Ablagerungen eine gewisse Minimal-Geschwindigkeit erforderlich, und zwar gegen Ablagerung von leichtem Schlamm wenigstens 0,21 m und von Sand wenigstens 0,42 m. Es kann daher bei Erdgräben als zweckmässigste Geschwindigkeit zwischen etwa 0,6 und 0,8 m angesehen werden, wobei weder die gewöhnlich vorkommenden Erdarten angegriffen werden, noch Ablagerungen entstehen.

a. Ausführung der unbedeckten Leitungen.

Nachdem bie unbedeckten Leitungen mit Rücksicht auf die kleinsten Kosten meistens nur aus Erdgräben bestehen, so richtet sich bei denselben das Gefälle nach der Formation des Geländes und der Bodenbeschaffenheit, und wird in den einzelnen Strecken zwischen etwa 1 : 450 und 1 : 10 000, in der Regel aber zwischen etwa 1 : 1000 und 1 : 500 angenommen. Der Querschnitt wird dann dem jeweiligen Gefälle entsprechend bemessen. Bei stärkerer Neigung des Geländes werden zur Regelung des Gefälles an geeigneten Stellen Abstürze eingefügt.

Taf. 6, Fig. 1—2_c. Beispiele von in den Erdboden eingeschnittenen Wasserleitungskanälen. Bei Fig. 1—1_a (Speisegraben des Rhein-Marne Kanals) wurde der Aushub zur Aufführung von seitlichen Dämmen benutzt, wodurch sowohl eine Ersparnis an Transportkosten als auch der Vorteil erwächst, dass der Wasserstand im Kanale zeitweilig bis über die ursprüngliche Bodenfläche ansteigen kann. Hierdurch ist aber allerdings wieder die Notwendigkeit eines grösseren Grunderwerbes bedingt. Um ein Niederspülen von Erde durch den Regen in den Graben möglichst zu vermeiden ist die Krone der Dämme nach aussen geneigt. Bei geneigtem Gelände wird zu dem Zwecke auf der Bergseite eine nach aussen geneigte Berme angelegt (Fig. 1_a), welche auch das von der Berglehne zufliessende Regenwasser und allenfalls abgerutschte Erdmassen aufzufangen hat. Anstatt dieser Berme wird oft auch ein Graben (sog. Parallelgraben) angelegt (vgl. Kanal von Carpentras, ZfB. 1869, S. 282). — Fig. 2—2_c zeigt die Profile des Chalon-Condé Kanals bei bzw. normalem wasserdichtem Einschnitt (Fig. 2), seitlicher Anschüttung mit dichtendem Lehmkern (Fig. 2_a), durchlässigem Boden und Anschüttung mit vollständiger dichtender Bekleidung aus Lehmschlag oder Beton (Fig. 2_b) und bei Anwendung einer Böschungspflasterung (Fig. 2_c) (HZ. 1886, Bl. 23—HdI).

„ „ Fig. 3. In den Erdboden eingeschnittener Kanal mit Bohlenbekleidung in Sohle und Seitenwänden, welche Anordnung sowohl bei Einschnitten in losem Boden und bei grösserer Wassergeschwindigkeit als auch bei teilweisem Einschnitt und bei der Leitung des Kanals über dem Erdboden (als Aquädukt) zur Anwendung kommen kann. Derartige Kanäle werden namentlich in Amerika viel benutzt (s. Engg. Nws. 1899, I, S. 84).

„ „ Fig. 4—5. Kanäle mit gemauerten Seitenwänden, bei bzw. natürlicher und gepflasterter Sohle.

„ „ Fig. 6. Querschnitt des Verdon-Kanales im Fels-Anschnitt, mit seitlicher Stützmauer. Dieser Kanal hat eine Gesamtlänge von 82 km, wovon 19

km an Stollen, Brücken usw. Derselbe geht vom Verdonflusse aus und endet in ber Gegend von Aix (Provence). Die mitgeführte Wassermenge von 6 cbm in der Sek. dient sowohl zur Bewässerung von 18 000 ha Länderien als auch zur Beschaffung von 1900 PS für die Industrie, sowie zur Wasserversorgung der Stadt Aix. Die Anlagekosten beliefen sich auf 17,4 Mill. Mk, während schon der dadurch gewonnene Mehrwert der Länderien auf 41 Mill. und der Wert der Wasserkräfte auf 3,2 Mill. Mk geschätzt wurde (ZfB. 1869, S. 74).

Taf. 6, Fig. 7—8. Beispiele von gänzlich ausgemauerten Kanälen (Speisegräben des Rhein-Marne Kanals) (HZ. 1886, Bl. 23).

b. Besondere Anlagen bei unbedeckten Leitungen.

Hierzu gehören Anlagen zur Absperrung der Leitung, wie sie zur Vornahme von Reparaturen usw. erforderlich sein kann (Einlassschleusen), zur Ableitung des überschüssigen Wassers (Überläufe, Leerläufe), zur Regelung des Gefälles (Abstürze), zur Führung des Kanals über dem Gelände mittels Brücken (Aquädukte), zur Führung desselben unter dem Gelände (Düker, Siphons), zur Durchsetzung von Bergen (Stollen) usw. Da die meisten dieser Anlagen in gleicher Anordnung auch bei den bedeckten Leitungen und den später besprochenen unbedeckten Leitungen zu anderen Zwecken, wie bei Wasserkraftkanälen (Werkkanälen), Bewässerungskanälen, Speisekanälen für Schiffahrtskanäle und bei den Anlegen für die Holzflösserei usw. vorkommen, so wird bezüglich der hier nicht besprochenen Anlagen dieser Art dorthin verwiesen.

Taf, 6, Fig. 9. Absturz einer unbedeckten Leitung zur Regelung des Gefälles.

„ „ Fig. 10. Hölzerner Aquädukt in der Gemarkung Neckargemünd über einen Eisenbahneinschnitt, wobei die aus Bohlen bestehende Wasserrinne in einer aus Balken gebildeten Tragrinne, mit einer Hinterfüllung von Stroh, eingebettet ist (Hdl. Brückenb.—TT. 1896, Pl. 13—Tkn. 1896, Pl. 105).

„ „ Fig. 11—11a. Eiserner Aquädukt der Pariser Vanne-Wasserleitung. Derselbe hat 30 m Lichtweite und führt über einen Eisenbahneinschnitt. Das Tragwerk besteht hier aus einer Fachwerkskonstruktion mit auf der unteren Gurtung liegenden Querträgern und sekundären Längsträgern, welche die für die Aufnahme des Wassers bestimmte Blechrinne tragen (Rž).

Eine andere, einfachere Anordnung der eisernen Aquädukte besteht darin, dass die entsprechend verstärkten Seitenwände der Blechrinne selbst das Tragwerk ausmachen. Beispiele dieser Art folgen später bei den Kanälen anderer Art.

„ „ Fig. 12. Übergang der Wasserrinne zum gemauerten Widerlager bei eisernen Aquädukten. Die hier angedeutete, am beweglichen Ende des Aquäduktes anzuwendende Anordnung, besteht aus einem rinnenförmig durchgebogenen Blechstreifen, der einerseits an der Wasserrinne, andererseits am Widerlager wasserdicht befestigt ist, und durch seine gebogene Form federartig die durch den Einfluss der Temperatur bedingten Längenänderungen des Aquäduktes gestattet, ohne undicht zu werden. Am anderen, festen Ende wird statt dessen in gleicher Weise eine ebenes Blech benutzt (Hdl. Brückenb.—ÖZ. 1897, Taf. XXVII).

Taf, 6, Fig. 13. Unbedeckter Aquädukt aus Stampfbeton über die Murg bei Weissenbach in Baden (Schweiz. Bztg. 1888).

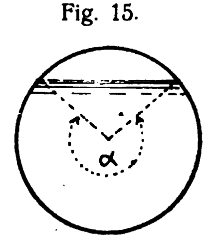
„ „ Fig. 14. Eiserner Röhrendüker (Siphon) des Verdonkanals, bei der Übersetzung eines Tales bei St. Paul. Die Anlage besteht aus zwei frei liegenden Blechröhren von 1,776 m Dmr. 6 mm Blechstärke, einer Länge an den seitlichen Böschungen des Tales von 76,49 m und 84,61 m und an der Talsohle von 98,06 m. An den oberen Enden gehen diese Röhren von zwei gamauerten Behältern aus, an welche sich einerseits der Einlauf und andererseits der Auslauf des unbedeckten Kanales anschliesst. An der Talsohle werden diese Röhren auf der einen Seite von einer Strasse mittels Brücke übersetzt, nebstdem dieselben zu beiden Seiten über vorhandene Wasserläufe geführt sind. Zur Ausgleichung der durch die Einwirkung der Temperatur bedingten Längenänderungen befinden sich in den Böschungsstrecken und in der Sohlenstrecke je ein dosenförmiger Dilatationsring *d*. Die Röhrer liegen auf Rollenlagern, die auf eingerammten Pfählen befestigt sind (NA. 1876).

2. Bedeckte Leitungen mit freiem Wasserspiegel.

Diese Leitungen kommen bei günstigen Gefällsverhältnissen zur Wasserversorgung von Ortschaften als Zuleitungen zum Versorgungsgebiete manchmal zur Anwendung, während innerhalb desselben Druckleitungen benutzt werden. Sie haben gegenüber den unbedeckten Leitungen den Vorteil, dass darin das Wasser nicht verunreinigt und von der Lufttemperatur nicht beeinflusst wird, während sie gegenüber den Druckleitungen den Vorteil kleinerer Gesamtkosten für Anlage und Unterhaltung erbieten können.

Die bei diesen Leitungen angewendeten Querschnittsformen, sind sehr verschieden, und zwar entweder mit geradlinigen oder mit gekrümmten Seitenwänden. Bei der ersteren Gruppe sind Sohle und Decke entweder geradlinig, das Profil also rechteckig, oder gewölbt. Die Profile mit gekrümmten Seitenwänden sind halbkreisförmig, kreisförmig, eiförmig, tunnelförmig, gedrückt usw.

Fig. 15.



Man kann auch bei den bedeckten Leitungen für bestimmte Bedingungen die günstigste Querschnittsform herleiten. Für das der grössten Geschwindigkeit entsprechende Maximum des Profilradius ist bei dem rechteckigen Querschnitt auch hier wie bei den unbedeckten Leitungen das günstigste Verhältnis von Tiefe und Breite wie 1 : 2. Bei dem kreisförmigen Querschnitt ist für die dem grössten Profilradius entsprechende günstigste Füllhöhe (Textfig. 15):

$$F = \frac{r^2}{2}\,\alpha - \frac{r^2}{2}\sin\alpha$$

$$p = r\alpha$$

$$\frac{F}{p} = \frac{r}{2} - \frac{r}{2}\,\frac{\sin\alpha}{\alpha}$$

$$\frac{d\left(\frac{F}{p}\right)}{d\alpha} = -\frac{r}{2}\,\frac{\alpha\cos\alpha - \sin\alpha}{\alpha^2} = 0, \text{ woraus}$$

$$\operatorname{tg}\alpha = \alpha$$

$$\alpha = 257^\circ\ 27'\ 22''$$

und die Höhe der Wasserfläche über dem Mittelpunkt des Kreises

$$h = r \sin\frac{\alpha - 180^\circ}{2} = 0{,}625\, r$$

a. Ausführung der bedeckten Leitungen mit freiem Wasserspiegel.

Da diese Leitungen durch den überwiegenden äusseren Erddruck gegenüber dem unbedeutenden inneren Wasserdruck (der Wassertiefe entsprechenden hydrostatischen Druck) gewöhnlich in allen Teilen auf Druck beansprucht werden, so werden hierzu gebrannter Ton in Form von glasierten Tonrohren, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk verwendet, welche Materialien gegenüber dem Eisen zwar eine geringere Festigkeit, jedoch eine viel grössere Dauerhaftigkeit gewähren und auf die Reinheit des Wassers keinen nachteiligen Einfluss ausüben. Je nach der erforderlichen Querschnittsfläche werden diese Leitungen entweder als unschlüpfbar, schlüpfbar oder als begehbar ausgeführt. Die unschlüpfbaren Leitungen mit freiem Wasserspiegel sind meistens Rohrleitungen aus glasierten Tonrohren oder Zementrohren. Da diese Rohre von gleicher Art sind wie diejenigen der gleichartigen Druckleitungen bei kleinerem Druck, so soll von ihrer Besprechung hier abgesehen werden. Manchmal werden die unschlüpfbaren Leitungen wohl auch in Form von Betonkanälen mit abnehmbarer Plattendecke (behufs Reinigung und Reparaturen) ausgeführt.

Die schlüpfbaren Leitungen sind Kanäle aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton. Um schlüpfbar zu sein müssen dieselben eine innere Breite von wenigstens 0,6 m und eine Höhe von wenigstens 0,9 m haben. — Die begehbaren Kanäle bestehen aus den gleichen Materialien wie die schlüpfbaren und erhalten die gleichen Querschnittsformen wie dieselben, müssen aber eine Breite von wenigstens 0,65 m und eine lichte Höhe von wenigstens 1,6 m erhalten. Manchmal wird bei diesen Kanälen für den Wasserlauf in der Sohle ein besonderes Gerinne mit ein- oder beiderseitigem Gehweg angeordnet. Hierdurch wird die Begehung ohne Absperrung des Wassers ermöglicht und eine Verunreinigung desselben bei der Begehung vermieden. Das zu diesen Kanälen verwendete Mauerwerk besteht, je nachdem das eine oder das andere Material an

den verschiedenen Stellen leichter erhältlich, aus Bruchsteinen, Ziegeln oder Quadern mit Zementmörtel.

Zum Schutz des Wassers gegen die Einflüsse der Lufttemperatur müssen die bedeckten Leitungen mit einer Erdschicht von entsprechender Höhe überdeckt sein. Da sich das Wasser hier ständig in Bewegung befindet, genügt hierfür in den meisten Fällen eine Erdschicht von etwa 1 m Höhe.

Taf. 6, Fig. 15. Unschlüpfbarer Kanal der Wasserleitung von Kufstein, bestehend aus einer trogförmigen Rinne aus Stampfbeton (1 Zem. : 2 Schotter). welche mit Betonplatten abgedeckt ist. Derselbe geht von einer Quellensammelkammer aus, hat eine Länge von ca. 300 m, ein Gefälle von 2,5 ⁰/₀₀ (1 : 400), und liefert bei 1,37 m Geschwindigkeit 225 l in der Sekunde.

In Abständen von 500 m sind sog. Reduktionsschächte von 2,0 m Länge, 1,0 m Breite, 1,7 m Höhe und 0,3 m Wandstärke aus Beton eingebaut, welche dazu dienen, einerseits die Geschwindigkeit auszugleichen, andererseits allfällige Verunreinigungen hier zum Ablagern zu bringen und beseitigen zu können (ÖM. 1895, S. 82).

Bei solchen Kanälen mit Plattendecke muss diese gegen das Eindringen von unreinem Oberflächenwasser immer gehörig abgedichtet sein.

„ „ Fig. 16—20. Querschnitte der Wiener-Hochquellen-Wasserleitung. Die Zweigleitungen mit kleineren Wassermengen bestehen nach Fig. 16 (Stixensteiner-Quelle) aus gemauerten rechteckigen Kanälen mit Steinplattendecke, während die Hauptleitung halbkreisförmig überwölbt ist. Die Anordnungen Fig. 17—17ª kommen bei Erdboden vor, wobei der Kanal bzw. aus Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk besteht, je nachdem an den verschiedenen Stellen das eine oder das andere Material leichter erhältlich war. Die Stollenstrecken haben bei beweglichem Boden die Anordnungen Fig. 18—18_a und in festem Felsen die Anordnung Fig. 19—19_a. Im letzteren Falle erhielt der vom Wasser benetzte Teil eine Bekleidung aus Ziegelmauerwerk oder Beton. Alle diese Kanäle sind, soweit der benetzte Umfang reicht, mit einem 5 cm starken Portlandzementverputz versehen.

Das Gefälle dieser Kanäle ist dem Gelände möglichst angepasst, und zwar wechselt dasselbe in der Hauptleitung zwischen 1 : 200 und 1 : 2300; in der Stixensteiner Zweigleitung kommen auch Gefälle von 1 : 100 vor. Das lichte Profil ist, den Gefällsverhältnissen entsprechend, ein wechselndes. Fig. 20 zeigt einen überschütteten Querschnitt, angewendet an Stellen, wo der Kanal mit Rücksicht auf die Temperatureinflüsse der Luft nicht genügend tief unter die Erdoberfläche zu liegen kam.

Die Wiener Hochquellen-Wasserleitung ist eines der grössten Bauwerke dieser Art. Dieselbe wurde in der ursprünglichen Anlage in den Jahren 1870—73 mit einem Kostenaufwande von 14 Millionen Gulden ausgeführt. Ursprünglich geschah die Wasserentnahme von zwei südlich von Wiener Neustadt in den Alpen gelegenen Quellen, nämlich der entfernteren Kaiserbrunnen-Quelle bei Kirchwang oberhalb der Station Bayerbach der Semmering-Bahn (363 m über der Donau) und der kleineren Stixensteiner Quelle bei der Station Ternitz (305 m über der Donau). Die Länge der Leitung von Kaiserbrunnen bis Wien (Reservoir am Rosenhügel) beträgt 95,524 km und besteht teils aus in offener Grube ausgeführten gemauerten Kanalstrecken, teils aus Stollenstrecken und gemauerten Aquädukten. Das durchschnittliche Gefälle der Leitung ist 0,0028 und braucht das Wasser zum Durchströmen der Leitung ungefähr 24 Stunden. Das Wasser der Kaiserbrunnen-Quelle hat selbst im Hochsommer eine Temperatur von nur 4,5 bis 5,0° C. Die Härte beträgt 7,3°. Die Leistungs-

fähigkeit dieser Leitung betrug anfangs 138 000 cbm in 24 Stunden. Dieselbe mündet in einen Wasserbehälter am „Rosenhügel“ ausserhalb der Stadt, von wo sich das Wasser in drei Wasserbehälter, auf der „Schmelz“, am „Wienerberge“ und am „Laaerberge“ verteilt, welche vier Behälter ursprünglich zusammen nur einen Fassungsraum von 25 860 cbm hatten. Von denselben wurde das gesamte Rohrnetz innerhalb der Stadt gespeist; dasselbe hatte mit Ende des Jahres 1891 eine Gesamtlänge von 322 km und versorgte zu dieser Zeit 12 625 öffentliche und Privatgebäude mit Quellwasser.

Schon wenige Jahre nach der Vollendung dieser Leitung trat eine so bedeutende Steigerung des Wasserverbrauchs ein, dass diese Wassermenge zur Zeit der geringsten Ergiebigkeit der Quellen nicht mehr ausreichte, infolgedessen später neue, höher oben im Tale eines Nebenflusses der Schwarze gelegene Quellen in die Leitung einbezogen und die Wasserbehälter erweitert wurden. Für diese neue Ausgestaltung der Wasserversorgung der Stadt wurde ein Tagesbedarf von 140 l pro Kopf angenommen, wovon 40 l auf das Genuss- und Brauchwasser und 100 l auf Nutzwasser entfielen (Mh.—TF.—ÖZ. 1904, Taf. X).

Nachdem sich aber auch diese Erweiterung als ungenügend erwiesen, wird gegenwärtig eine zweite Hochquellenleitung ausgeführt, wodurch ein tägliches Wasserquantum von 200 000 cbm von den Quellen der Salza, einem Nebenflusse der Enns bezogen werden soll. Diese Leitung nimmt ihren Anfang im sog. Brunngraben bei Weichselboden, südwestlich von Maria Zell, und verläuft im Tale der Salza bis in die Gegend des Ortes Wildalpe, dann in nördlicher Richtung, nach Durchsetzung der Göstlinger Alpen mittels eines Stollens von 5370 m Länge, über Gaming-Scheibbs nach Oberndorf und dann in nordöstlicher Richtung über Hofstetten-Pressbaum-Mauer zum Reservoir am Rosenhügel bei Wien. Die Länge dieser aus Kanälen, eisernen Druckleitungen, Aquädukten, Stollen und Dükern (Siphons) bestehende Leitung beträgt vom Brunngraben bis nach Mauer bei Wien 182,5 km. Die Hauptquelle hat eine Seehöhe von 745 m und das Ende der Leitung eine solche von 325 m. Die Vorstudien zu diesem grossartigen etwa 100 Millionen Kronen erfordernden Bauwerk begannen bereits im Jahre 1893; dessen Ausführung ist seit 1901 im Gange.

Taf. 6. Fig. 21—21_a. Kanalquerschnitt der Wasserversorgung von St. Louis (ZdI. 1896, S. 516).

„ Fig. 22. Kanalquerschnitt der Catskill-Leitung der Wasserversorgung von New York. Diese Leitung ist im allgemeinen in derartigen flachen Einschnitten angelegt, so dass ihr oberer Teil über das Gelände emporragt und durch eine Dammschüttung geschützt werden muss (ZfT. 1907, S. 44).

„ „ Fig. 23. Beispiel eines eiförmigen Kanalprofils der Wasserleitung von Lille (AB. 1867). Man wählt bei den Wasserleitungskanälen das eiförmige Profil gewöhnlich nur zur Gewinnung grösserer Höhe für die Begehung. Es ist dann zweckmässig wie im vorliegenden Beispiel das breitere Ende des Profils nach unten zu kehren, da hierdurch ein grösserer Wert des Verhältnisses der Querschnittsfläche zum benetzten Umfang und dadurch somit eine grössere Geschwindigkeit erreicht wird als bei der umgekehrten Lage, wie solche bei den Abzugskanälen zur Erreichung einer möglichst grossen Geschwindigkeit für kleinere Abflussmengen durch deren Konzentrierung erforderlich ist.

„ „ Fig. 24—24_c. Kreisförmiger Kanalquerschnitt der Wasserversorgung von Paris von den Quellen der Vigne und von Verneul. An Stellen wo die Tiefenlage weniger als 7 m unter der Erdoberfläche beträgt, geschah die Ausführung im Einschnitt nach Fig. 24 unb bei grösserer Tiefenlage im Stollen wie in Fig. 29_a. Bei der Lage über der Bodenfläche kam eine Überschüttung zur Anwendung, und geschah die Gründung unmittelbar auf den Boden nach

Fig. 29_b, wo die oberste Kante weniger als 1,5 m über der Bodenfläche zu liegen kam, während bei Höhen zwischen 1,5 und 3,9 m überschüttete Arkaden (Fig. 29_c) zur Anwendung kamen (NA. 1892, S. 74, Pl. 18—19).

b. Besondere Anlagen bei den bedeckten Leitungen.

Bei diesen Leitungen kommen ausser den bei den unbedeckten Leitungen angeführten gleichartigen Anlagen, nämlich: Einlasschleusen, Über- und Leerläufe, Abstürze, Über- und Unterführungen mittels Aqnäduk-ten und Dükern, Gebirgsdurchsetzungen mittels Stollen, auch noch andere besondere Anlagen vor, welche die Lüftung, Reinigung und Begehung der Leitung behufs Besichtigung und Reparatur, manchmal auch die Ausgleichung der Geschwindigkeiten bezwecken. Hierzu werden Ventilationsschächte, Sichtschächte, Einsteigeschächte (Inspektionsschächte) und Reduktionsschächte benutzt. Von diesen Schächten, die sämtlich zugleich als Ventilationsschächte dienen können, und die in Abständen von etwa 80 his 500 m angebracht werden, bestehen die bei den nicht schlüpfbaren Rohrkanälen benutzten Sichtschächte aus Tonröhren, durch die eine Reinigung der Leitung mittels Bürste möglich ist. Die Einsteigeschächte sind gemauerte oder Betonschächte von 0,6 bis 1,0 m Weite, welche bei den schlüpfbaren Kanälen in Abständen von etwa 60 bis 150 m und bei den begehbaren in Abständen von 150 his 500 m, entweder unmittelbar über dem Kanal oder neben demselben angelegt werden. Die Reduktionsschächte sind Einsteigeschächte, die einen grösseren Querschnitt als jener des Kanals erhalten und bis zu entsprechender Tiefe unter die Sohle desselben niedergeführt sind. Hierdurch wirken dieselben stauend bzw. ausgleichend auf die Geschwindigkeit, nebstdem darin allfällige Verunreinigungen abgelagert werden.

Taf. 6, Fig. 25. Absturz der Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Diese Abstürze sind Übergangsstrecken mit einem Gefälle von 1 : 5 zwischen den normalen Kanalstrecken, deren Gefälle 1 : 2300 bis 1 : 200 beträgt (Mh.).

" " Fig. 26—27. Einsteigeschächte bzw. der Wiener Hochquellen-Wasserleitung und der vorgenannten Quellwasser-Leitung von der Vigne und von Verneuil der Wasserversorgung von Paris. Erstere haben in den oberen Strecken mit kleinerem Querschnitt eine gegenseitige Entfernung von 94,8 m und in den unteren Strecken mit grösserem Querschnitt 414 bis 948 m, während sich die letzteren in Entfernungen von 500 m befinden (Mh.—NA. 1892, S. 75, Pl. 18—19).

" " Fig. 28—28_b. Gemauerter Aquädukt der Wiener Hochquellen-Wasserleitung mit halbkreisförmigen Gewölben bei der Talübersetzung bei Liesing. Der überwölbte Leitungskanal hat eine Breite von 2,6 m und ist von ebenso dicken Widerlagern eingefasst. Behufs Dichtung wurde ursprünglich auch hier wie bei den übrigen Teilen der Leitung ein 5 cm starker Zementver-

putz angebracht, es hat sich jedoch bald erwiesen, dass hierdurch die nötige Dichtheit nicht erreicht wurde. Es bildeten sich nämlich infolge der Formveränderungen des Objektes durch die Einwirkung der Temperatur (Ausbauchung durch einseitige Erwärmung durch die Sonne, Verkürzung durch Abnahme der Temperatur) im Verputze Risse, welche zum Durchsickern des Wassers Veranlassung gaben. Man bekleidete daher später die Wasserrinne mit einem elastischen Gemisch von Asphalt, Goudron und Kautschuk.

Die erste Wiener Hochquellenleitung hat sechs solche grössere Talübersetzungen, von denen jene bei Liesing und Baden je ca. 730 m lang sind (Mh. —ÖW. 1891, S. 217 · ÖZ. 1878, Bl. 16).

3. Druckleitungen.

Man unterscheidet Druckleitungen mit natürlichem und mit künstlichem Druck. Erstere sind Leitungen mit natürlichem Gefälle (Gravitationsleitungen) und mit so starkem Zufluss, dass der Querschnitt vollends gefüllt ist und das Wasser gegen die Wandungen einen Druck ausübt, während es bei den Leitungen mit Künstlichem Druck unabhängig vom Gefälle durch Einpumpen in die Leitung weiter gedrückt wird. Während die Zuleitung zu dem gewöhnlich zur Anwendung kommenden, in der Nähe des Versorgungsgebietes oder innerhalb desselben befindlichen Hochbehälter entweder mittels bedeckter Leitung mit freiem Wasserspiegel oder mittels Druckleitung stattfindet, geschieht die Ableitung vom Hochbehälter in das Versorgungsgebiet immer mittels natürlicher Druckleitung.

So geschieht beispielsweise in Wien die Zuleitung zum Hochbehälter am „Rosenhügel" in früher geschilderter Weise mittels einer Leitung mit freiem Wasspiegel, während bei der Wasserversorgung von Helsingfors das Wasser von der Entnahmestelle aus dem Wanda-Flusse in Gammelstad in einer Druckleitung mittels Pumpe zu dem höher gelegenen Hochbehälter im Tiergarten befördert wird.

Nachdem die Geschwindigkeit des Wassers in den Druckleitungen zu gewissen Zeiten des Tages stellenweise sehr klein sein kann, so müssen dieselben zum Schutz gegen Frost je nach dem Klima etwa 1 bis 2 m hoch mit Erde überdeckt sein.*) Den besten Schutz gewährt eine Überdeckung mit Humus-Erde. Ein wirksames Mittel gegen den Frost ist, das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten, was in den Zeiten eines geringen Verbrauches (Nachtstunden) allenfalls durch freies Ablaufenlassen (Öffnen von Hydranten usw.) erreicht werden kann. Allein wegen des dadurch verursachten Wasserverbrauches wird von diesem Mittel nur im äussersten Notfall Gebrauch gemacht. So betrug z. B.

*) Bei der Ausführung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung war innerhalb der Stadt eine Erdbedeckung von mindestens 1,58 m und ausserhalb der Stadt eine solche von 1,9 m oberhalb der Rohroberkante vorgeschrieben.

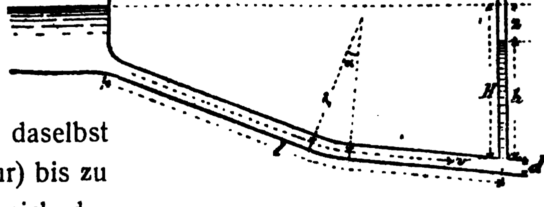
in Helsingfors, wo dieses Verfahren zeitweise angewendet werden musste, der dadurch bedingte Mehrverhrauch zeitweise bis zu 100 % des normalen (vgl. TFF. 1897, S. 177).

Da bei ganzer Füllung von allen Querschnittsformen der Kreis die grösste Fläche bei kleinstem Umfang einschliesst, so ist mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand des Wassers die kreisförmige Profilform die günstigste. Sie ist es auch mit Rücksicht darauf, dass sie sich leicht herstellen lässt und dem Wasserdrucke am besten widersteht. Es werden daher auch die Druckleitungen immer mit kreisförmigen Profil ausgeführt. Hierbei ist zunächst der Durchmesser und die Wandstärke der Leitungsrohre zu bestimmen. Ersterer ist von der zu liefernden Wassermenge und den Druckverlusten, die Wandstärke dagegen vom Wasserdrucke, dem Durchmesser und der Beschaffenheit des Materials abhängig.

a. Bestimmung der Rohrweite.

Ist H der Höhenunterschied zwischen dem Wasserspiegel eines Wasserbehälters und einem Punkte B einer vom Behälter ausgehenden Leitung AB von der Länge l (Textfig. 16), so würde das Wasser im Zustande der Ruhe bei B einen der vollen Druckhöhe H entsprechenden hydrostatischen Druck ausüben und in einem daselbst angebrachten Steigrohr (Piezometerrohr) bis zu dieser Höhe emporsteigen. Befindet sich dagegen das Wasser in der Leitung in Bewegung, so wird ein Teil Druckhöhe H zur Hervorbringung der Geschwindigkeit v verbraucht. Da dieser Druckhöhenverlust z_1 gleich ist derjenigen Höhe, welcher beim freien Falle die Endgeschwindigkeit v entspricht, nämlich:

Fig. 16.



$$v = \sqrt{2gz_1}, \text{ woraus}$$
$$z_1 = \frac{v^2}{2g},$$

so wird dieser Wert die Geschwindigkeitshöhe genannt. Ein weiterer Teil der Druckhöhe geht zur Überwindung der Bewegungswiderstände verloren. Da diese Widerstände erfahrungsgemäss der Geschwindigkeitshöhe proportional angenommen werden können, so ist dieser Teil:

$$z_2 = \zeta \frac{v^2}{2g} + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90} \frac{v^2}{2g} + \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g},$$

worin $\zeta \frac{v^2}{2g}$ den Druckhöhenverlust durch die Kontraktion und den Reibungswiderstand an der Einlaufmündung, $\Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g}$ die Druckhöhenverluste durch den Stoss in den Krümmungen, und $\lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}$ der Verlust durch den Reibungswiderstand*) des Wassers an den Rohrwänden, wenn l die Länge und d den Durchmesser der Leitung bedeutet. Demnach ist der gesamte Druckhöhenverlust:

$$z = z_1 + z_2 = \frac{v^2}{2g} + \zeta \frac{v^2}{2g} + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} \frac{v^2}{2g} + \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2g}\left(1 + \zeta + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}\right) \ldots 1)$$

woraus

$$v = \sqrt{\frac{2gz}{1 + \zeta + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ} + \lambda \frac{l}{d}}} = \sqrt{\frac{2gzd}{\lambda l + d\left(1 + \zeta' + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)}},$$

daher mit Rücksicht darauf, dass die Wassermenge

$$Q = \frac{\pi d^2}{4} v$$

$$d = \sqrt[5]{\frac{8Q^2}{\pi^2 g z}\left[\lambda l + d\left(1 + \lambda + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]},$$

$$\text{oder } d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}\left[\lambda l + d\left(1 + \zeta + \Sigma\zeta_1 \frac{\alpha}{90^\circ}\right)\right]} \ldots\ldots\ldots 2).$$

Hierin ist nach Weisbach:

$$\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}0094711}{\sqrt{v}}$$

ferner für gewöhnliche Fälle im Mittel $\zeta = 0{,}505$, kann aber durch Abrundung der Mündung bis auf 0,008 reduziert werden und

$$\zeta_1 = 0{,}131 + 0{,}163 \left(\frac{d}{r}\right)^{\frac{7}{2}},$$ wenn r der Krümmungshalbmesser der Leitung.

Ferner ist für neue glattwandige Leitungen nach Darcy:

$$\lambda = 0{,}001641 + \frac{0{,}000042}{d} \text{ und}$$

für gebrauchte (versinterte) Leitungen nach Ganguillet & Kutter:

---

*) Nach Pfarr (Die Turbinen, Berlin 1907, S. 590) sollen die Reibungshöhen für kreisförmige und quadratische Querschnitte nicht proportional sein der zweiten, sondern der 2,5 fachen Potenz von v (Zdl. 1907, II, S. 1515).

$$\lambda = 0{,}000648 + \frac{0{,}000648}{\sqrt{d}} + \frac{0{,}0001621}{d}$$

nach Darcy $\lambda = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}$ und

nach Dupuit $\lambda = 0{,}03025$, in welch letzterem Werte auch alle übrigen Widerstände von Krümmungen usw. einbegriffen sind.

Bei Vernachlässigung der Krümmungen *), also für $\Sigma \zeta_1 \frac{\alpha}{90^0} = 0$ ergibt sich unter Beachtung des obigen Wertes für ζ aus 2):

$$d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\frac{Q^2}{z}(\lambda l + 1{,}505\, d)}.$$

Liegt überdies der Behälter A ausserhalb der in Betracht gezogènen Strecke, so ist auch $\zeta \frac{v^2}{2g} = 0$, welcher Wert auch sonst bei langen Leitungen nebst dem Werte $\frac{v^2}{2g}$ in der Gleichung 1) gegenüber den übrigen Verlusten meistens vernachlässigt werden kann **). Es ist dann nach 1):

$$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \text{ woraus, da } v = \frac{4Q}{\pi d^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad 3)$$

$$d = 0{,}6073 \sqrt[5]{\lambda \frac{Q^2 l}{z}}.$$

Da in den obigen Formeln d auch unter dem Wurzelzeichen vorkommt, und zwar unmittelbar oder mittelbar, letzteres durch λ bzw. v, so wird für d ein vorläufiger, ungefähr bestimmter Wert eingesetzt. Wird zu dem Behufe etwa $v = 0{,}3$ m angenommen (welche Geschwindigkeit in Wirklichkeit meistens überschritten wird), so ergibt sich durch Einsetzung dieses Wertes in die letzte Formel die Formel von Dupuit:

$$d = 0{,}3 \sqrt{\frac{Q^2 l}{z}},$$

welche zu jener vorläufigen Bestimmung von d verwendet werden kann.

Eine andere Herleitung des Rohrdurchmessers geschieht bei blosser Beachtung des Reibungswiderstandes nach folgendem Prinzipe. Ist wieder z der

---

*) Während der Einfluss der Krümmungen bei den Leitungen ausserhalb des Verbrauchsgebietes meistens sehr gering ist und der bezügliche Druckverlust gegenüber jenem des Reibungswiderstandes vernachlässigt werden kann, macht sich derselbe innerhalb jenes Gebietes (namentlich bei den Hausleitungen) bei häufiger Wiederholung scharfer Krümmungen in höherem Grade geltend.

**) Nachdem die Geschwindigkeit in den Hauptrohren nur ausnahmsweise grösser ist als 1 m, so bleibt der Wert für $\frac{v^2}{2g}$ meistens unter 0,05 und daher jener für $\zeta \frac{v^2}{2g}$ unter 0,025.

Druckhöhenverlust einer Leitung AB von der Länge l, und $\frac{z}{l} = J$ das relative Gefälle der Gefällinie des Punktes B, so ist hier wie bei den Leitungen mit freiem Wasserspiegel

$$v = c\sqrt{RJ}, \text{ worin } R = \frac{F}{p} = \frac{\frac{\pi d^2}{4}}{\pi d} = \frac{d}{4}, \text{ daher } v = c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}.$$

Nachdem ferner $Q = \frac{\pi d^2}{4} v = \frac{\pi d^2}{4} c\sqrt{\frac{d}{4}\frac{z}{l}}$, so ist

$$d = \sqrt[5]{\frac{64\,Q^2 l}{\pi^2 c^2 z}} = 1{,}45\sqrt[5]{\frac{Q^2 l}{c^2 z}}.$$

Hierin wird c nach den früher für unbedeckte Leitungen angegebenen Formeln bestimmt *).

Werden zwischen A und B die an verschiedenen Punkten erforderlichen Druckhöhen als Ordinaten aufgetragen, so erhält man die Linie des nötigen Druckes. Bleibt dann diese Linie unter der Gefällinie des Punktes B, so ist der für diesen Punkt berechnete Durchmesser auch für alle übrigen Punkte zwischen A und B genügend, widrigenfalls für diejenigen Punkte wo dies nicht der Fall, eine besondere Berechnung erforderlich ist.

Andererseits ist aber die Rohrweite nur so gross anzunehmen, dass überall noch eine gewisse Druckhöhe erübrigt, da sonst in der Leitung ein Saugen und infolgedessen ein Entweichen von Luft aus dem Wasser stattfindet, welche dann der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Bei Druckleitungen mit künstlicher Hebung ist ferner der Durchmesser so zu bestimmen, dass die Summe der Anlagekosten und der kapitalisierten Betriebskosten zu einem Minimum wird. Dem entspricht in jedem einzelnen Falle eine bestimmte, finanziell günstigste Geschwindigkeit, welche nach O. Smreker:

$$v = \frac{4}{\pi}\sqrt{\frac{6\mu}{M + 7300\,.\,s\,.\,k}} \text{ sein soll, und da } \frac{\pi d^2}{4} v = Q,$$

$$d = \sqrt{\frac{Q}{\pi v}},$$

worin μ die Anlagekosten für 1 m Zuleitung vom Durchmesser d, M die Kosten der maschinellen Anlage für je 1 PS, s die Stundenzahl des täglichen Betriebes, und k die Betriebskosten für eine Pferdekraftstunde bedeuten (Zdl. 1889, S. 95).

Bei Verzweigungen werden für jede der zwischen den bezügl. Zweigpunkten gelegenen Strecken von den Längen $l_1\, l_2\, l_3 \ldots$ mit den Wassermengen von bzw. $Q_1\, Q_2\, Q_3 \ldots$ die Durchmesser $d_1\, d_2\, d_3 \ldots$ in obiger Weise besonders be-

*) Vgl. Jämförelse emellan några olika formler för vattnets rörelse i fyllda rör, af C. Hausen (Tkn. 1903, Nr. 317)—Grundlagen für die Berechnung der Wasserleitungen, von Prof. Ed. Sonne, Zdl. 1907, II, S. 1615.

stimmt, wobei die zwischen den Endpunkten dieser Strecken geltenden Druckhöhen in Betracht kommen.

Als ein einfaches Beispiel über die Berechnung von Druckleitungen möge hier das bei der Projektierung der Wasserversorgung des Bahnhofes Limburg a. d. Lahn befolgte Verfahren angeführt werden.

Das Wasser wird hier in einer Leitung von der Länge $l = 230$ m mittels Pumpe zu einem Hochbehälter auf 40 m Höhe gehoben, von wo es mit natürlichem Gefälle in einer Rohrleitung von der Länge $l_1 = 500$ m dem Bahnhofe zufliesst. Der Bedarf wurde für 48 Tenderfüllungen zu 8 cbm, nebst Werkstättenbedarf usw. gleich 480 cbm in 24 Stunden angenommen, welche in 10 stündiger Arbeit zu beschaffen sind. Demnach ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \frac{480}{10 \cdot 60 \cdot 60} = 0{,}01333 \text{ cbm.}$$

1) Die aufsteigende Rohrleitung. Hierfür wurde die Geschwindigkeit $a = 0{,}8$ m angenommen (nach Redtenbacher für Saugrohre $v \overline{\gtrless} 1$ m), daher

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{Q}{v} = \frac{0{,}01333}{0{,}8} = 0{,}0166 \text{ qm.}$$

dem ein Durchmesser $d = 0{,}145$ m entspricht, wofür $d = 0{,}15$ m, bzw. $\frac{\pi d^2}{4} = 0{,}0176$ genommen wurde. Dem entsprechend ist

$$v = \frac{Q}{\frac{\pi d^2}{4}} = 0{,}75 \text{ m.}$$

Für diese Geschwindigkeit beträgt nach der obigen Weisbach'schen Formel $\lambda = 0{,}025$, daher der Druckhöhenverlust

$$z = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = 1{,}1 \text{ m.}$$

2) Die absteigende Rohrleitung. Die Dauer einer Tenderfüllung wurde zu 4 Minuten angenommen. Daher beträgt die in der Sekunde zu liefernde Wassermenge

$$Q_1 = \frac{8}{4 \cdot 60} = 0{,}0333 \text{ cbm.}$$

Wird hier vorläufig $\lambda_1 = 0{,}025$, und der Druckhöhenverlust $z_1 = 4$ m angenommen, so ergibt sich

$$d = 0{,}6075 \sqrt[5]{\frac{\lambda_1 Q_1^2 l_1}{z_1}} = 0{,}195 \text{ m,}$$ wofür $d_1 = 0{,}2$ m angenommen wurde. Für diese lichte Weite ergibt sich die Geschwindigkeit

$$v_1 = \frac{Q_1}{\frac{\pi d_1^2}{4}} = 1{,}05 \text{ m und } \lambda_1 = 0{,}0237, \text{ daher}$$

$$z_1 = \lambda_1 \frac{l}{d_1} \frac{v_1^2}{2g} = 3{,}3 \text{ m.}$$

Mit Rücksicht auf die von der Pumpe zu liefernde Wassermenge $Q = 0{,}01333$ cbm $= 13{,}32$ Liter, bzw. kg, ist die Arbeitsleistung derselben bei 40 m Förderhöhe

$A = \frac{13{,}33 \times 40}{75} = 7{,}11$ PS und die erforderliche Bruttoleistung der Dampfmaschine

$$N = \frac{4}{3} \times 7{,}11 \cong 10 \text{ PS, (CBl. 1884, S. 507).}$$

Bei ausgeführten Druckleitungen kann der an jeder Stelle vorhandene hydraulische Druck durch Anbringung eines Manometers unmittelbar gemessen werden. *) Durch Abzug desselben vom hydrostatischen Drucke ergibt sich der Druckverlust.

Bei städtischen Wasserleitungen sind solche unmittelbare Druckbestimmungen insofern von Wichtigkeit, als man aus der Kenntnis des wirklichen Druckverlustes mit grösserer Sicherheit auf die nötigen Rohrdurchmesser bei Erweiterungen des Rohrnetzes und auf die künftigen Druckverluste bei zunehmendem Verbrauche schliessen kann, als durch blosse Berechnung. Für die letztere ist der Druckhöhenverlust mit Rücksicht auf den Reibungswiderstand allein nach 3)

$$z = \lambda \frac{8l}{\pi^2 g} \frac{Q^2}{d^5}.$$

Demnach ist für konstantes λ, bei gleichbleibendem Durchmesser d, der einer Wassermenge Q_1 entsprechende Druckhöhenverlust

$$z_1 = z \frac{Q_1^2}{Q^2}$$

und bei gleichbleibender Wassermenge Q, der einem Durchmesser d_2 entsprechende Druckhöhenverlust

$$z_2 = z \frac{d^5}{d_2^5}.$$

Es ist daher der Druckhöhenverlust dem Quadrate der Wassermenge direkt und der fünften Potenz des Rohrdurchmessers umgekehrt proportional.

So erhielt beispielsweise bei der ursprünglichen vor ca. vier Dezennien ausgeführten Wasserleitungsanlage in Helsingfors ein grosser Teil der Leitungsrohre in den Strassen einen Durchmesser von 102 mm. Die Zunahme der Bevölkerung bzw. des Wasserverbrauches hatte jedoch in letzter Zeit bei diesen Rohren so grosse Druckverluste zur Folge, dass die vorhandenen Druckhöhen für höhere Gebäude vielfach nicht mehr genügten. Als dann diese Rohre durch solche von 152 mm ersetzt wurden, ergab sich an den betreffenden Stellen sofort eine wesentliche Steigerung des Druckes.

*) Die Firma Dreyer, Rosenkranz & Droop in Hannover liefert z. B. solche an Hydranten anzubringende Manometer mit selbsttätiger Aufzeichnung des in jedem Augenblick vorherrschenden Druckes auf einem beweglichen Papierstreifen.

b. Die Wanddicke der Rohre.

Bei gewöhnlichen Rohrleitungen mit kleinerem Druck (bis zu etwa 10 at) kann die Berechnung der Wanddicke δ unter Annahme einer gleichmässigen Verteilung der Zugspannungen in einem axialen Längenschnitte des Rohres geschehen. Man hat dann, wenn k die zulässige Inanspruchnahme des Materials, p_1 den spez. inneren Druck (Wasserdruck nebst Atmosphärendruck) und p_2 den äusseren Druck (Erddruck, Grundwasser- oder Tagewasserdruck nebst Atmosphärendruck) bedeutet, bei Betrachtung der Längeneinheit des Rohres:

$$2\delta k = p_1 d - p_2 (d + 2\delta)$$

$$\delta = \tfrac{1}{2} \frac{p_1 - p_2}{k + p_2} d.$$

Wird mit $p = p_1 - p_2$ der innere Überdruck bezeichnet und im Nenner p_2 gegenüber k vernachlässigt, so erhält man bei Hinzufügung einer mit Rücksicht auf den praktischen Gebrauch erforderlichen Konstanten c:

$$\delta = \tfrac{1}{2} \frac{pd}{k} + c.$$

Die Konstante c bedeutet die kleinste praktisch zulässige Dicke, welche zur Anwendung kommen muss, wenn $p = 0$, und wird zwischen etwa 7 und 9 mm angenommen. Ferner kann man bei Einführung von p in at (bzw. kg/qcm) etwa annehmen: für Gusseisen $k = 200$ kg/qcm und für Schmiedeisen $k = 1000$ kg/qcm. Es ergibt sich daher für gusseiserne Rohre für beispielsweise 5 at Überdruck und für den Mittelwert $c = 8$ mm

$$\delta = 0{,}0135\, d + 8 \text{ mm}.$$

Bach schlägt vor, für $p < 10$ at:

für stehend gegossene Rohre $\delta = \frac{d}{60} + 7$ mm

„ liegend „ „ $\delta = \frac{d}{50} + 9$ mm.

Für höheren Druck empfiehlt sich folgende Formel von Bach:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \left(\sqrt{\frac{k + 0{,}4p}{k - 1{,}3p}} - 1 \right)$$

worin $k = 100$ bis 250 kg/qcm. Wenn sich nach dieser Formel kleinere Werte ergeben als nach den obigen, so sind jene massgebend.

Eine andere in der Praxis für höheren Druck häufig angewendete Formel ist jene von Brix:

$$\delta = \tfrac{1}{2} d \frac{p}{k} \left[1 + \tfrac{1}{2} \frac{p}{k} + \tfrac{1}{8} \left(\frac{p}{k}\right)^2 \right] + c.$$

Diese Formel wurde beispielsweise bei der Projektierung der hydraulischen Kraftanlagen im Hafen von Bremen benutzt und dabei für Gusseisen $k = 250$ kg/qcm und $c = 8$ mm angenommen. Für $p = 50$ at ergab sich $\delta = 0{,}111\, d + 8$ mm (*HZ.* 1889, S. 28).

c. Ausführung der Druckleitungen.

Bei kleinerem Druck können die Druckleitungen aus hölzernen Rohren, glasierten Tonrohren, sowie aus Zement- oder Eisenbetonrohren bestehen, während bei grösserem Druck dazu meistens Gusseisenrohre, seltener Schmiedeeisen- oder Stahlrohre verwendet werden.

Hölzerne Rohre.

Holzrohre haben den Nachteil geringer Dauerhaftigkeit und dass durch die in denselben auftretenden organischen Bildungen die Reinheit des Wassers beeinträchtigt wird. Es werden daher solche Rohre in Europa nur selten verwendet, wie etwa für Leitungen untergeordneter Art, in holzreichen, entlegenen Gegenden, wo eiserne Rohre schwer zu beschaffen sind. Sie bestehen dann aus ausgebohrten Baumstämmen, mit einer lichten Weite, die gleich ist $\frac{1}{3}$ des Stammdurchmessers. Diese Rohre haben aber ausser den genannten Nachteilen auch noch den, dass sie nur eine verhältnismässig geringe Wassermenge liefern und nur einen Wasserdruck von höchstens 2 bis 3 at gestatten. Dagegen werden in Amerika aus Dauben zusammengesetzte Rohre, welche mittels eiserner Bänder fassartig zusammengehalten sind, in ausgedehntem Masse benutzt. Dieselben werden bis zu ebensolchen Weiten wie die eisernen und für ebenso hohe Wasserdrücke wie die letzteren ausgeführt. Sie sollen angeblich eine Dauer von 15 bis 20 Jahren erreichen können und wesentlich billiger sein als eiserne Rohre.

Zum Schutz gegen Fäulnis werden die Holzrohre mit Kreosot, Chlorzink u. dgl. imprägniert, oder wenigstens mit Steinkohlenteer gestrichen.

Taf. 6, Fig. 29—30. Rohrleitung aus gebohrten Baumstämmen. Man verwendet hierzu möglichst gerade Föhren-, Tannen- oder Fichtenstämme. Das Ausbohren geschieht gewöhnlich mittels eines Handbohrers der etwas länger ist als die halbe Rohrlänge, so dass die Herstellung des Loches durch Anbohren von beiden Enden geschehen kann.

Die Verbindung der Rohre geschieht am besten durch stumpfen Stoss und Einschieben einer eisernen Hülse *H* (Fig. 29—29_a) in die Rohrenden. Zur grösseren Sicherheit gegen ein Aufspalten der Rohrenden, werden diese auch durch einen eisernen Ring *a* umschlossen. Eine andere Verbindungsart besteht in einem konischen Ineinandergreifen der Rohrenden, nach Art der Fig. 30, welche den Anschluss einer Zweigleitung darstellt.

Zum zeitweiligen Ausspülen des sich allenfalls ablagernden Schlammes werden solche Leitungen an tiefer gelegenen Stellen mit Reinigungsspunden

versehen, bestehend aus Propfen die durch Herausschlagen geöffnet werden. Desgleichen werden an höher gelegenen Punkten solche Spunde zum Auslassen der sich dort sammelnden Luft angebracht, welche sonst der Bewegung des Wassers hinderlich ist.

Taf. 6, Fig. 31—31_a. Hölzerne Rohrleitung aus Dauben, von 0,6 m Durchmesser für 6,45 kg/qcm Druck, ausgeführt von der „National Wood Pipe Company" in San Francisco. Die Firma liefert solche kontinuierliche Leitungen von 0,3 bis 3,0 m Durchmesser, für einen Druck bis zu 9 kg qcm. Fig. 31_a zeigt die Spannungsanordnung der aus Rundeisen bestehenden Bänder mit einem eisernen Schuh (Dog) *S*. Zwei andere amerikanische Firmen die solche Leitungen liefern sind die „Excelsior Wooden Pipe Co." in San Francisco & New York, und „Wickoff Wood Pipe Company" in Elmira.

Solche Leitungen werden auch in Kurven mit Krümmungshalbmessern bis zu etwa 60 m herunter hergestellt. Ingenieur J. T. Fanning hat im Jahre 1874 beim Bau der Manchester—Wasserwerke (N.H.) solche Rohre von 1830 mm lichter Weite aus fichtenen Dauben von 100 mm Dicke mit radial bearbeiteten Seitenflächen angewendet. Die Dauben wurden durch 64 mm breite, je aus zwei Hälften bestehende Bänder von 6 bis 13 mm Stärke zusammengehalten. Bis zum Jahre 1890 war diese Leitung ununterbrochen in Gebrauch und hat keiner Repuratur bedurft. — Derartige Leitungen eignen sich wegen der Leichtigkeit des Transportes besonders in bergigen, dicht bewaldeten und sumpfigen Gegenden. Deren Preis soll angeblich nur die Hälfte desjenigen der eisernen Leitungen betragen (Zdl. 1892, S. 995).

Ton-, Steingut- und Zement- bzw. Betonrohre.

Die manchmal verwendeten Ton- und Steingutrohre sind von gleicher Art wie diejenigen für städtische Abzugskanäle nämlich Muffenrohre, von etwa 0,1 bis 0,4 m Weite und 0,6 bis 1,0 m Länge, deren Dichtung durch Einstemmen eines geteerten Hanfstrickes und Umlegen eines Tonwulstes oder eines Zementvergusses geschieht. Die aus Stampfbeton hergestellten Zementrohre sind bei kleinerer Weite Muffenrohre gleicher Art wie die vorgenannten, während sie bei grösserem Durchmesser einen mit Zementmörtel verstrichenen Falz in halber Wandstärke erhalten, oder durch Einstampfen in der Baugrube durchgehend hergestellt werden. Derartige Leitungen haben zwar den Vorzug einer möglichst grossen Dauerhaftigkeit des Materials, vertragen aber nur einen sehr geringen Wasserdruck.

Taf. 6, Fig. 32. Druckleitung aus Steingutrohren. Zur Bildung einer Form für den Zementverguss wurde hier ein hölzerner Reiterkasten *K* benutzt, der über die Verbindungsstelle geschoben mit einem Tonwulst *T* umschlossen und dann wieder herausgezogen wurde. *S* ist ein Reinigungsspund mit Deckel (CBl. 1889, S. 112).

„ „ Fig. 33—33_a. Steingutleitung der Firma Oustau et Co. in Tarbes, mit Verbindungen nach System H. Oustau. Es bedeutet *a* die glasierten Steingutrohre, *b* eine Steingutmanschette, *c* einen Gusseisen- und *d* einen Kautschukring, *e* Zementdichtung, *A* die Art des Anschlusses von Zweigleitungen, *B* eine Schlammentleerungs-Calotte und *C* ein Luftventil. Diese Verbindung hat den Vorteil grosser Elastizität, so dass sie grössere Setzungen und Längenänderungen und einen Druck bis zu mehreren Atmosphären ohne undicht zu werden gestattet.

Rohre aus Eisenbeton.

Die Eisenbetonrohre (Siderozement-Rohre) oder armierte Betonrohre bestehen aus Stampfbeton mit eingelegtem Eisengeríppe, welches bei der ursprünglichen Monier'schen Bauweise aus einem Netz von Rundeisen in der Längs- und Querrichtung besteht, während bei anderen Anordnungen auch andere Walzeisensorten, namentlich H-Eisen zur Anwendung kommen und in der Querrichtung spiralförmig gewunden sind. Die Stossverbindung geschieht entweder mittels Muffen (bei kleinerem Durchmesser) oder durch stumpfen Stoss und eine lose angelegte armierte Bandage, oder wird der Rohrstrang durch Einstampfen des Betons in der Baugrube kontinuierlich hergestellt. Solche Rohre sind bisher mit einer Weite von etwa 0,2 m bis über 3 m und einer Wanddicke von etwa $\frac{1}{11}$ bis $\frac{1}{22}$ des Durchmessers bei bzw. kleinerer und grösserer Weite, für einen inneren Druck bis über 2 at ausgeführt worden. Die Berechnung der Armierung geschieht nach den Regeln der Berechnung der Eisenbetonkonstruktionen.

Durch die Armierung wird der Vorzug eines grossen Widerstandes gegen den inneren Wasserdruck erreicht, infolgedessen diese Rohre bei gleichem zulässigem Druck eine bedeutend kleinere Wanddicke und dadurch ein wesentlich kleineres Gewicht als gewöhnliche Betonrohre (nur etwa $\frac{1}{3}$ der letzteren) erhalten, und daher einen leichteren und billigeren Transport und eine leichtere und bequemere Verlegung gestatten.

Taf. 7, Fig. 1—1_a. Anordnung der Monier-Rohre, wie solche z. B. von den Firmen Wayss & Freytag A. G. in Neustadt a. d. Haardt, und der Actiengesellschaft für Monier-Bauten in Berlin geliefert werden. Die bei kleineren Weiten angewendeten Muffen *M* werden mit voller Stärke gebildet. Bei der Anwendung von Bandagen *B* werden diese durch Sättel *S* gestützt, wodurch an den Rohrenden ein festes Auflager geschaffen wird und dadurch infolge der grossen Biegungsfestigkeit der Rohre selbst bei etwaigen hohlen Stellen zwischen den Auflagern und grossen Anschüttungen Brüche vermieden werden.

„ „ Fig. 2. Eisenbetonrohr nach System J. Bordenave (Sidero-Ciment) mit H-Eiseneinlagen in der Längs- und Querrichtung, letztere spiralförmig gewunden, mit Maschen von 8 bis 9 cm Weite. Das System hat eine sehr ausgedehnte Anwendung gefunden, u. a. bei der Wasserleitung von Venedig (0,8 m Durchmesser, 6575 m Länge), der Wasserleitung von Bône (Algier, 0,6 m Durchmesser, 29 000 m Länge 1,7 bis 2,4 at Druck. — NA. 1901, Nr. 558), der Wasserleitung von Stockholm (Zuleitungen vom Mälarn und Bornsjön zu den Filtern) von 1,3 m Durchmesser, mit Armierung aus H-Eisen von 20 mm Höhe, mit Maschen von 15 bis 20 cm Weite und einer Wanddicke von 5 cm. Diese Rohre wurden in der Baugrube eingestampft (TFF. 1904, S. 35). Bei der Kraftanlage von Champ (Isère) kam ein solches Eisenbetonrohr von 3,3 m Durchmesser bei 2 at Innendruck zur Anwendung.

Eiserne Rohre.

Bei grösserem Wasserdruck sind eiserne Leitungen erforderlich. Hierzu werden gusseiserne oder schmiedeiserne bzw. Stahlrohre verwendet. Erstere haben den Vorteil, dass sie angeblich infolge des grösseren Kohlenstoffgehaltes den Angriffen durch Rost besser widerstehen, dagegen den Nachteil einer kleineren Zugfestigkeit (etwa 1200 kg/qcm, gegenüber 3500 bis 4000 kg/qcm bei Schmiedeisen), infolge dessen bei Gusseisen eine bedeutend grössere Wanddicke erforderlich ist, nebstdem das Gusseisen durch seine grössere Sprödigkeit leichter zu Rohrbrüchen Anlass gibt. Infolgedessen sind Gusseisenrohre nur bei kleinerem Durchmesser (etwa unter 500 mm) billiger als schmiedeiserne. Allein mit Rücksicht auf den grösseren Widerstand gegen Rost und die dadurch bedingte grössere Dauerhaftigkeit (schon der grösseren Wanddicke wegen) werden doch bei Wasserversorgungen bis zu einem Durchmesser von etwa 1200 mm meistens Gusseisenrohre und nur bei grösserer Weite (bis zu etwa 3000 mm) Schmiedeisenrohre verwendet. Letztere werden auch bei sehr kleinen Weiten (zu Hausleitungen) in Form von gezogenen Rohren benutzt. Ausserdem sind bei grösserem Durchmesser mit Stahlringen verstärkte Gusseisenrohre zur Anwendung gekommen.

Zum Schutz gegen die Angriffe durch Rost wird bei den Eisenrohren Heissasphaltierung und Umwickelung mit asphaltierter Jute benutzt. Zur Asphaltierung werden die Rohre am besten in die flüssige Schutzmasse getaucht und darin etwa $^1/_4$ Stunde liegen gelassen. Bei säurehaltigem Wasser (Kohlensäure, Humussäure) wird aber der Asphaltanstrich bald zerstört, weshalb in solchen Fällen auch andere, einen besseren Schutz gewährende Anstrichmassen benutzt werden, wie z. B. das „Siderosthen" (geliefert von der A. G. vorm. Jeserich in Berlin) und Dr. Roth's „Inertol" (geliefert von Paul Lechler in Stuttgart). Ersteres Mittel hat sich z. B. bei der Wasserversorgung von Zwickau und letzteres bei jener von Frankfurt a/M gut bewährt (s. CBl. 1907, Nr. 75 — „Die Wasserkraft" 1907).

Gusseiserne Rohre.

Diese Rohre erhalten gewöhnlich eine Nutzlänge von etwa 3 bis 4 m. Sie werden liegend oder stehend gegossen. Da bei letzterem Verfahren ein dichterer und gleichmässigerer Guss erhalten wird, so verdient es den Vorzug. Bei diesen Rohren ist meistens die Muffenverbindung üblich, welche durch Verstemmen mittels eines in Holzteer oder Leinöl getränkten Hanfstrickes mit darauf folgendem Bleiversatz gedichtet wird. Diese Verbindung hat den Vorzug der Einfachheit in der Herstellung und einer für die meisten Fälle genügenden Haltbarkeit, sowie dass sie bei etwaigen Senkungen und Erschütterungen eine gewisse

Nachgiebigkeit gestattet. Ausserdem ermöglicht der vorhandene Spielraum in der Muffe eine so grosse Abweichung der Achsenrichtungen der verbundenen Rohre, dass sich der Rohrstrang, ausser bei sehr scharfen Krümmungen, meistens sowohl im wagrechten als auch im senkrechten Sinne den Gestaltungen des Geländes ohne Anwendung von sog. Kurvenstücken (Krümmungsfassonstücken) anpassen lässt. Nur bei höherem Druck ist die Flanschenverbindung erforderlich.

Taf. 7, Fig. 3. Muffenverbindung (Wasserversorgungsanlagen der Istrianer Eisenbahnen). Der Dichtungshanf *b* wird bis zu ungefähr $^1/_2$ bis $^2/_3$ der Tiefe eingetrieben und darauf der mit Hilfe eines Tonwulstes eingegossene Bleiring *a* (weiches Blei) mittels eines Meissels eingestemmt. Um den hierdurch, sowie auch den durch ungleichförmige Setzungen verursachten Spannungen besser widerstehen zu können ist die Muffe am Ende durch einen Wulst verstärkt (ÖZ. 1878, S. 62). Anstatt des eingegossenen Bleies wird gegenwärtig auch eingestemmte Bleiwolle verwendet.

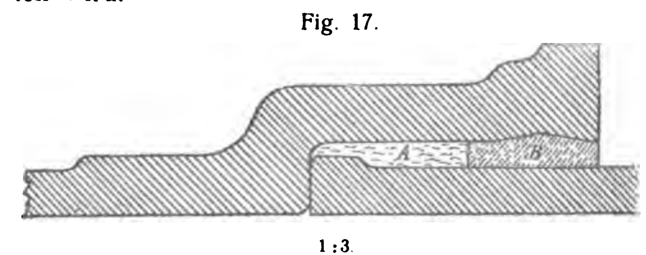
" " Fig. 4. Deutsches Normalmuffen-Profil, gemeinschaftlich aufgestellt im Jahre 1882 vom Verein Deutscher Ingenieure und dem deutschen Vereine von Gas- und Wasserfachmännern. Die nachfolgenden Masse sind der bezüglichen Normal-Tabelle entnommen.

Licht. Durchm. des Rohres D	mm	50	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
Normale Wandstärke δ . .	mm	8	9	11	13	14,5	16	17	19	21	22,5	24	26	28
Stärke der Dichtungsfuge f .	mm	7,5	7,5	8	8,5	9,5	10	10,5	11	12	12,5	13	13	13
Innere Fugentiefe t	mm	77	88	100	105	110	115	120	125	130	135	140	145	150
Dichtungstiefe t'	mm	65	74	83	85	88	91	94	96	98	101	104	106	108
Übliche Nutzlänge L . . .	m	2	3	3	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4

Annähernd ist $\delta = \frac{D}{60} + 7{,}5$ mm, die Dicke der Muffe im Inneren $y = 1{,}4\,\delta$ und am äusseren Ende $x = 7 + 2\delta$. Gemäss diesen Bestimmungen werden die Rohre auf 20 at geprüft und eignen sich für einen Betriebsdruck von 10 at.

Man hat aber mit derartigen vollkommen glatten Muffen die Erfahrung gemacht, dass bei denselben die Dichtung bei grösserem Druck leicht herausgetrieben wird, weshalb man zur grösseren Sicherheit hiergegen die Muffenwand am äusseren Ende oft mit einer Rille versieht, durch welche der Bleiring festgehalten wird.

Fig. 17.



1 : 3.

Muffenprofil mit keilförmigar Rille (Helsingfors).

So hat man z. B. bei den älteren Zuleitungsröhren des Wasserwerkes von Helsingfors, welche mit glatten Muffen versehen sind, die Erfahrung gemacht, dass man dieselben einem Drucke von etwa 8 at nicht aussetzen könnte, ohne Gefahr dass die Dichtungen herausgetrieben würden. Es kamen daher in der Folge hier und in anderen finnischen Städten immer Muffen von der in Textfig. 17 (Rohr von 300 mm Dmr.) ersichtlichen Anordnung mit einer keilförmigen Rille zur Anwendung.

Taf. 7, Fig. 5. Muffenbildung der Wiener Hochquellen-Wasserleitung, mit halbkreisförmiger Rille. Diese Anordnung erscheint weniger zweckmässig als die vorige, da hierbei das Nachtreiben des Bleiringes erschwert wird. Es ist sogar denkbar, dass derselbe beim Verstemmen von dem in der Rille befindlichen Teil abgerissen wird. Die Rohre sind hier wie auch bei Textfigur 17 am anderen Ende (Schwanzende) mit einem Verstärkungswulst (Mandelring, Bund) versehen, dessen Hauptzweck es ist, ein Eindringen des für den Dichtungshanf allenfalls angewendeten Leinöls in das Innere des Rohres und eine Verunreinigung des Wassers möglichst zu verhindern. Ausserdem wird hierdurch auch eine grössere Sicherheit gegen eine Beschädigung dieses Rohrendes beim Transport und bei Setzungen erreicht (Mh.).

„ „ Fig. 6. Muffenverbindung mit beiderseitigen Rillen in Muffe und Schwanzende des Rohres, wobei die keilförmige Rille der Muffe ein Nachtreiben des Bleiringes ohne Gefahr des Abreissens gestattet (Upsala, IFF. 1876).

„ „ Fig. 6_a. Muffenverbindung mit doppelter Rille bei der Hochdruck-Wasserleitung von Newark. Die Muffe ist durch ein umgelegtes Schmiedeisenband *S* verstärkt. Der Druck in der Leitung beträgt 8,8 at (Ergineering Record 1905, May 6).

„ „ Fig. 7. Muffendichtung mit eingerolltem Gummiring (Heberleitungen des Wasserwerkes von Köln). Durch diese bei niedrigem Betriebsdruck geeignete Dichtung wird ein rasches und leichtes Legen ermöglicht und ein vollständig luftdichter Abschluss erreicht, nebstdem dadurch die Leitung sehr biegsam wird. Der Gummiring, ursprünglich von kreisförmigem Querschnitt, wird auf das Rohrende gebracht und dann mit diesem in die Muffe hineingeschoben, wobei er vom Rohrende etwas zurückrollt und zugleich flach gepresst wird (TT. 1904, Väg- & Vattenb. Pl. 10).

„ „ Fig. 8—8_a. Muffenbindung von Forster, mit Gummiring. Der Ring wird zuerst an das Rohrende bei *a* angelegt (Fig. 8_a), worauf sich derselbe beim Ineinanderschieben der Rohre von *a* nach *b* verschiebt. Das System kam beispielsweise in Newcastle zur Anwendung (NTT. 1889, Pl. VI).

„ „ Fig. 9. Muffenverbindung mit eingepresstem Gummiring von A. Durenne, Paris.

Nachdem die angeführten gewöhnlichen Muffenverbindungen nur geringe Abweichungen von der geraden Richtung des Rohrstranges zulassen, so werden dort wo in vorhinein stärkere Abweichungen erforderlich, durch ungleichförmige Setzungen des Bodens zu erwarten, oder durch das Legen bedingt sind und dadurch bei gewöhnlichen Muffenverbindungen Undichtheiten und Rohrbrüche zu befürchten sind usw., sog. sphärische Muffenverbindungen angewendet.

Taf. 7, Fig. 10. Sphärische Muffenverbindung mit Bleiverguss bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung (Führung unter dem Wien-Flusse). Das nach einer Kugelfläche geformte Rohrende gestattete den 1,9 m langen Rohren von 950 mm Dmr. ein Auslegen in Kurven bis zu 13 m Halbmesser.

Hierbei sollte die Leitung von den Ufern ausgehend bis zu 3,3 m Tiefe unter die Flusssohle gesenkt werden, so dass sie noch eine 2 m dicke Schotterüberdeckung erhalten konnte. Zu dem Zwecke geschah die Einlegung der Rohre zwischen beiderseitigen Fangdämmen, wo nach Ausschöpfung des Wassers der Erdaushub im Trockenen geschah. Das Wasser des Flusses wurde dabei mittels einer Schleuse durch die Fangdämme abgeleitet. Der fertige Rohrstrang wurde einer Probe von 12 at Druck unterzogen und vollkommen dicht be-

funden. Zur Vermeidung von umgleichmässigen Setzungen und zum Schutz gegen Beschädigung durch das mit Säuren usw. verunreinigte Wasser des Wienflusses wurde der Rohrstrang vor der Überschüttung ganz in Beton eingebettet (TF.).

Taf. 7, Fig. 11. Sphärische Muffenverbindung bei dem auf den Seeboden versenkten Zuleitungsrohr der Wasserleitung von Tammerfors. Hierbei kamen blankgedrehte sphärische Muffen mit aufgezogenen Schmiedeisenringen R und Bleiverguss B zur Anwendung, welch letzterer mittels Rille am Schwanzende des Rohres anhaftet. Zur Vermeidung von Luftblasen im Bleiverguss wurde die Muffe mit Luftlöchern L versehen. Das Absenken des Rohrstranges geschah von einem Gerüst aus, allmählich von einem Ende zum anderen fortschreitend (s. Taf. 3, Fig. 4), wobei das Vergiessen der Verbindungen von einer beweglichen Plattform aus geschah. Die Verbindung gestattete eine grösste Abweichung von 18°.

„ „ Fig. 12—12_b. Sphärische Muffenverbindung von Badois (Wasserleitung der Stadt Albi), wobei die Dichtung durch einen eingelegten Gummiring erreicht wird, welcher durch einen an die Muffe angeschraubten, aus zwei Teilen bestehenden Eisenring angepresst ist. Die Anordnung gestattet eine Abweichung von der geraden Richtung bis zu 30° (Mm. 1885 II.—AdP. 1886 II. —ZfB. 1895, Erg. Heft, Bl. XX).

„ „ Fig. 13. Sphärische Muffenverbindung gleicher Art wie die vorige, angewendet bei der Wasserleitung von Upsala, unter dem Fyris-Flusse (IFF. 1876).

Bei schärferen Krümmungen für welche der Spielraum der Muffenverbingen nicht mehr ausreicht, für den Anschluss von Zweigleitungen, für den Übergang von einem Rohrdurchmesser zu einem anderen usw. werden besondere Formstücke angewendet, von denen die folgenden die wichtigsten sind:

Taf 7, Fig. 14—18. Formstücke (Fassonrohre), und zwar ist Fig. 14 ein sog. Krümmer mit verschiedenem Krümmungshalbmesser R und Zentriwinkel α, Fig. 15—16 sind Abzweige für Strassenleitungen, während Hausleitungen einen unmittelbaren Anschluss durch Anbohren der Strassenleitung erhalten, Fig. 17 Übergangsrohr und Fig. 18 Überschieber. Letzterer kommt zur Anwendung beim Begegnen von Leitungen, die von entgegengesetzten Seiten aus in Angriff genommen werden, sowie wenn bei Rohrbrüchen neue Rohre einzuschieben sind.

Die Flanschenverbindung wird meistens nur bei sehr hohem Druck, wie er bei gewöhnlichen Wasserversorgungsanlagen selten vorkommt, angewendet. Unabhängig vom Druck kann dieselbe erforderlich sein an sehr steilen Stellen, wo Muffenverbindungen durch Verschiebungen leicht undicht werden können.

Taf. 7, Fig. 19—19_a. Flanschenverbindung. Nach den vom Vereine deutscher Ingenieure und dem deutschen Vereine von Gas- u. Wasserfachmännern aufgegestellten Bestimmungen ist annähernd:

die Flanschendicke $d = \frac{D}{40} + 16{,}5$ mm

der Flanschendurchmesser $D' = 1{,}11\ D + 120$ mm

Breite der Arbeitsleiste $b = \frac{D}{60} + 27$ mm

Höhe „ „ $h = 3$ bis 5 mm

Schraubendurchmesser $s' = \frac{D}{60} + 14{,}5$ mm

Schraubenlochdurchmesser $s = s' + 2$ bis $s' + 2{,}5$ mm.

Anzahl der Schrauben $i \gtreqless 0{,}022\, D + 3$.

Die Flanschenverbindungen werden durch Einlegen eines Gummi- oder Lederringes gedichtet.

Schmiedeiserne Rohre.

Rohre aus Schmiedeisen oder Stahl kommen meistens nur bei sehr kleinen Weiten als gezogene Rohre (Hausleitungen) und bei sehr grossem Durchmesser, wo Gusseisenrohre schwer fehlerfrei zu giessen sind und wegen des bedeutend grösseren Gewichtes zu kostspielig werden, als genietete Rohre oder mit in anderer Weise hergestellter Längsnaht zur Anwendung. Doch sind in neuerer Zeit für Strassenleitungen auch nahtlose, nach dem Mannesmannverfahren gewalzte Rohre bis zu etwa 300 mm Dmr. und geschweisste Rohre (namentlich bei Schweissung mit Wassergas) mit Erfolg in Wettbewerb getreten. Die Verbindung geschieht bei den gezogenen Rohren von kleinerem Durchmesser durch gegenseitige Verschraubung, wie bei den Brunnenrohren, bei grösserer Weite dagegen, je nach dem Druck, entweder durch Muffen oder mittels Flanschen.

Taf. 7, Fig. 20. Nahtlose gewalzte Mannesmann-Stahlrohre mit glatter Muffenverbindung, wie solche von den Mannesmannröhren-Werken in Düsseldorf und Komotau geliefert werden. Die Abmessungen der Verbindung entsprechen denjenigen der Gusseisenrohre.

„ „ Fig. 21. Flanschenverbindung bei Mannesmann-Rohren.

„ „ Fig. 22. Muffenverbindung geschweisster Rohre mit angewalzter Muffe, wie solche z. B. von der Firma Schulz Knaudt in Essen für Durchmesser von 500 bis 1400 mm und mit Wanddicken von 6 bis 35mm geliefert werden.

„ „ Fig. 23—24. Genietete Blechrohre von Stewarts and Lloyds, in Glasgow & Birmingham.

„ „ Fig. 25. Blechrohre mit sphärischer Muffenverbindung der Alameda-Wasserleitung der Spring-Valley Wasserwerke von San Francisco, welche Anordnung bei der Kreuzung der Bucht von San Francisco zur Anwendung kam, wobei die Rohre an den Meeresboden versenkt wurden. Die Dichtung geschah durch eingegossenes und verstemmtes Blei. Die grösste Abweichung der Rohrachsen betrug 20° (CBl. 1891, S. 77).

„ „ Fig. 25_a. Taylors spiralförmig genietetes Blechrohr der „American Spiral Pipe Works" in Chicago.

„ „ Fig. 26—28. Stahlrohre der Wasserversorgung von Syracuse (N.Y.), mit Hakenbolzen-Muffenverbindung (Fig. 26 & 27 Hook bolt joint) und mit sphärischer Muffenverbindung (Fig. 28 Flexible joint) für Rohre von 1,372 m Weite (Engg. Nws 1894, II).

„ „ Fig. 29—29_e. Mephan Ferguson's Stahlrohre (Lock-bar pipe), wie solche von der Firma Stewarts and Lloyds in Glasgow & Birmingham geliefert werden. Das Rohr besteht aus zwei Zylinderhälften, welche an der Verbindungsstelle wulstartig gestaucht und durch eine zusammenpressbare I-för-

mige Lasche zu einer nietlosen Längsnaht mit einander verbunden werden (Fig. $29_a - 29_b$). Die Endverbindung der Rohre geschieht mittels eines Überschiebers (Fig. 29_c).

Diese seit dem Jahre 1896 zur Anwendung gekommenen Rohre werden in Weiten von 400 bis 1200 mm, mit einer Wanddicke von 5 bis 10 mm und in Längen bis zu 8,5 m angefertigt. Sie haben gegenüber den Gusseisenrohren den Vorteil, dass sie infolge des bedeutend kleineren Gewichtes wesentlich kleinere Kosten für Erzeugung und Transport bedingen, weshalb sie in England und Amerika viel angewendet werden.

Besondere Teile und Nebenanlagen der Druckleitungen.

Absperrschieber, Durchgangsventile und Hähne.

Um bei Rohrbrüchen usw. einzelne Teile der Leitung ausser Betrieb setzen zu können, werden sowohl die Hauptzuleitungsrohre als auch die Verzweigungen von denselben mit Absperrschiebern versehen. Zur Vermeidung von Stössen durch den Wasserstrom müssen dieselben so beschaffen sein, dass die Absperrung allmählich geschieht. Zu dem Behufe bestehen dieselben aus einer keilförmigen Schieberplatte, welche mittels einer Schraubenspindel quer in den Rohrlauf eingeschoben wird. Dieselbe ist entweder einteilig oder sie besteht aus zwei um ein Scharnier beweglichen Teilen. Behufs leichter Zugänglichkeit befinden sich die Schieber in einem mittels Klappe verschlossenen, gemauerten, allenfalls auch hölzernen Schieberkasten.

Die nachstehenden Textfiguren 18 bis 20 zeigen drei Anordnungen von Absperrschiebern. Die Bewegung der Spindel geschieht durch Ansetzen eines Schlüssels oder eines Handrades an den viereckigen Spindelkopf.

Bei der Wiener Hochquellen-Wasserleitung wurden für Rohre grösserer Weite die Schieber mit horizontaler Spindel angeordnet, wodurch die bei der gewöhnlichen Anordnung sonst erforderlich gewesene grössere Tiefenlage der Leitung vermieden und eine bequemere Handhabung des Schiebers erzielt wurde (Mh.).

Taf. 7, Fig. 30. Äussere Ansicht eines Absperrschiebers.

„ „ Fig. $31-31_a$. Absperrschieber mit Reinigungskanal von Bopp & Reuther in Mannheim-Waldhof. Die gewöhnlichen Schieber leiden an dem Übelstande, dass sich in dem Sack des Schiebergehäuses unterhalb der Schieberplatte vom Wasser mitgeführte feste Bestandteile (Sand usw.) absetzen, wodurch das vollständige Niederschrauben der Platte leicht verhindert wird. Dies wird bei der vorstehenden Schieberkonstruktion dadurch vermieden, dass der Sack an der Sohle mittels eines Kanals mit dem Ausgangsstutzen des Schiebers verbunden ist. Beim Öffnen des Schiebers wird das Wasser zuerst nach dem Schiebersack abgelenkt und werden die in demselben sitzenden Unreinigkeiten infolge der hier auftretenden Wasserströmung durch den Kanal hindurch weggespült. Das gleiche geschieht auch beim nächstfolgenden Abschlusse des Schiebers.

„ „ Fig. $32-32_a$. Selbsttätige Absperrklappe (Armstrongschieber), wie selbe bei den Wasserleitungen von Liverpool, Glasgow und später auch bei der Hochquellen-Wasserleitung in Wien zur Anwendung kam. Dieselbe be-

zweckt die selbsttätige Absperrung der Leitung bei einem allfälligen Rohrbruch und besteht aus einer Drosselklappe D, welche am Ende ihrer horizontalen Spin-

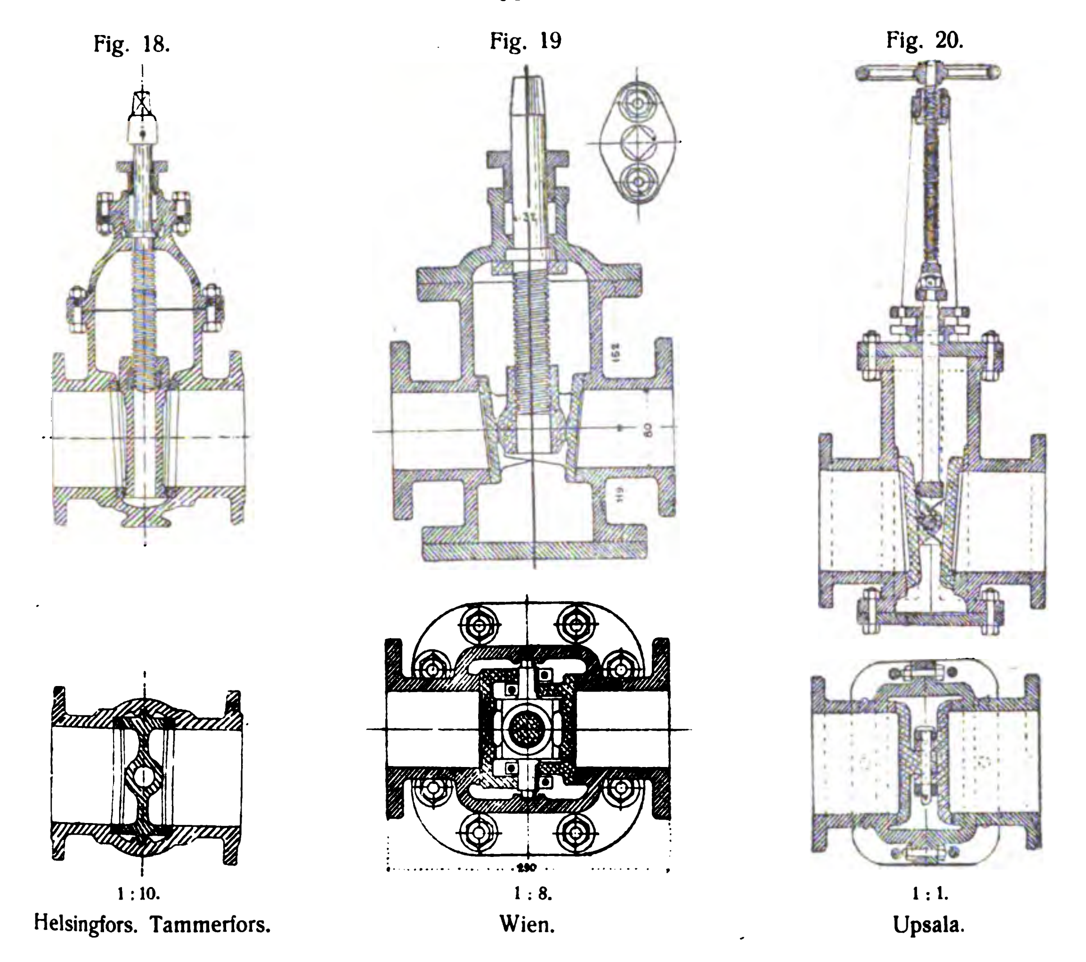


Fig. 18. 1 : 10. Helsingfors. Tammerfors.

Fig. 19. 1 : 8. Wien.

Fig. 20. 1 : 1. Upsala.

del an der Aussenseite des Rohrstranges eine Scheibe S trägt, über welche eine mit Gewichten Q beschwerte Kette läuft. Dieses Gewicht hat das Bestreben die Klappe zu schliessen, wird jedoch daran durch die Sperrklinke E, die in den Sperrhaken F der Scheibe S eingreift, verhindert. Am anderen Ende wird wieder die Klinke E von einem anderen, mit dem Gegengewicht K versehenen Sperrhaken G gestützt, welcher am Ende einer Achse GZ_1 (Fig. 32_a) sitzt und durch das am Ende eines seitlichen Rohrstutzens befindliche Zahnradpaar Z_1Z in Bewegung gesetzt wird. Die lotrechte Spindel BC des Zahnrades Z trägt in der Mitte einen bis zum Rohrstrang reichenden wagrechten Arm, welcher hier eine flache Scheibe A trägt, sodass sie ihre flache Seite der Strömung zukehrt, während das andere Ende des Armes ein Gegengewicht H trägt.

Solange nun die Geschwindigkeit des Wassers eine gewisse Grenze nicht übersteigt, bleibt das Scheibenblatt A durch die Wirkung des Gewichtes K in seiner Lage. Wenn aber auf der stromabwärts gelegenen Seite ein Rohrbruch eintritt, so wird die Geschwindigkeit des Wassers längs des Rohres wachsen, und die Scheibe A vorwärts gepresst. Infolgedessen wird der Sperrhaken G zurückgezogen, die Klinke E ausgelöst und die Scheibe S durch das Gewicht Q in Bewegung gesetzt, bzw. die Drosselklappe D geschlossen. Dadurch dass

die Spindel der Drosselklappe um ca. 40 mm exzentrisch liegt, macht sich beim Schliessen nebst dem Gewichte Q auch der Wasserdruck geltend.

Zur Vermeidung von Stössen beim Schliessen der Klappe wird die Bewegung des Gewichtes Q durch den am anderen Ende der Kette in einem Zylinder befindlichen Kolben P dadurch verzögert, dass das obere Ende des Zylinders durch eine kleine Röhre L mit dem kleinen Behälter R in Verbindung steht, in welchen das über dem Kolben befindliche Wasser emporgepresst wird. Durch eine zweite Röhre M steht der Boden des Zylinders mit dem Behälter in Verbindung. In der ersteren Röhre L ist ein Abschlusshahn I angebracht, der durch einen Hebelarm N bewegt wird. Sobald die Scheibe S bzw. die Drosselklappe anfängt sich zu bewegen, hebt ein an der Scheibe angebrachter Stift den Hebelarm N und schliesst so allmählich den Hahn I, wodurch das Drehen der Klappe immer mehr verzögert wird. Hierdurch nimmt das Abschliessen eine Zeit von etwa drei Minuten in Anspruch.

Soll die Klappe wieder geöffnet werden, so muss eine kleine Handpumpe H benutzt werden, um den Kolben auf den Boden des Zylinders niederzudrücken (Mh.).

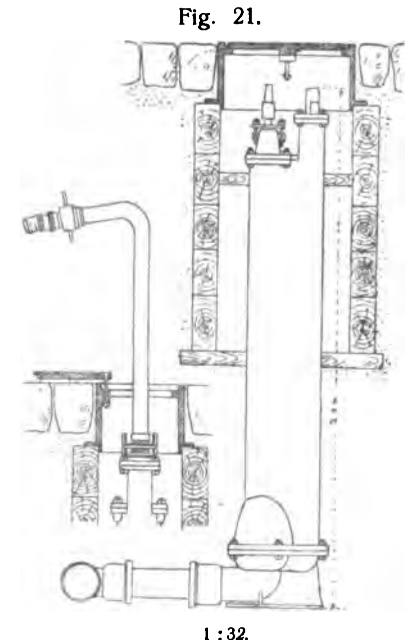
Zur Absperrung der äussersten Verzweigungen (Hausleitungen) werden Durchgangsventile und Hähne benutzt. Deren Anordnung ist aus den folgenden Beispielen zu ersehen.

Taf. 7, Fig. 33. Durchgangsventil mit Handrad.

„ „ Fig. 34—35. Durchgangshahn und Absperrhahn.

Hydranten.

Fig. 21.



1 : 32.

Hydrant (Helsingfors).

Für die Wasserentnahme in den Strassen zu Feuerlöschzwecken, zum Besprengen der Strassen usw., werden an den Strassenleitungen in Abständen von etwa 40 bis 100 m sog. Hydranten angebracht. Es sind dies in gemauerten oder hölzernen Kästen eingeschlossene, mit einem Absperrventil versehene Rohraufsätze, an welche zu obgenannten Zwecken ein Schlauch angeschraubt wird, dem nach Öffnung des Ventils das Wasser zuströmt. Der Kasten ist mittels einer Klappe geschlossen.

Dort wo der Schnee in den Strassen längere Zeit liegen zu bleiben pflegt wird die Lage der Hydranten durch an den Hauswänden angebrachte Tafeln, durch Angabe des Abstandes winkelrecht von der Wand und event. auch jenes in der Strassenrichtung erkenntlich gemacht.

„ „ Fig. 36—36_a, Hydrant der Wasserleitung von Magdeburg, mit gemauertem Kasten (ZfB. 1860, Bl. 27).

Vorstehende Textfig. 21 zeigt die Anordnung der in Helsingfors angewendeten Hydranten mit hölzernem Kasten.

Luftventile, Ausgusszisternen, Schlammkästen, Entlastungskästen, Abstürze.

Da sich aus dem Wasser Luft ausscheidet, welche zu den höher gelegenen Punkten der Leitung emporsteigt, so muss derselben Gelegenheit zum Austritt aus der Leitung bereitet werden, da sonst grössere Luftsammlungen der Fortbewegung des Wassers hinderlich sind. Dies geschieht entweder durch Anbringung von Lufthähnen gleicher Art wie die Hydranten, durch deren zeitweiliges Öffnen die Luft ausgelassen wird, oder durch Anbringung von selbsttätigen Luftventilen, die so beschaffen sind, dass sie aus der Leitung stets die Luft, nicht aber das Wasser entweichen lassen.

Taf. 7, Fig. 37. Selbsttätiges Luftventil der Wiener Hochquellen-Wasserleitung. Es ist dies ein Kegelventil, welches mit einer Schwimmkugel in Verbindung steht, so zwar, dass bei vorhandener Luft das Ventil niedersinkt und den Austritt der Luft gestattet, während beim Steigen des Wassers bis zur Schwimmkugel, diese und damit auch das Ventil geschoben und die Öffnung geschlossen wird (Mh.).

" " Fig. 38. Selbsttätiges Luftventil mit zylindrischem Schwimmer (Normalien der Donetz'schen Steinkohlenbahn).

Wenn das Längenprofil einer Leitung so beschaffen ist, dass das Wasser von den höchsten Punkten mit natürlichem Gefälle ablaufen kann, so kann es vorteilhaft sein an diesen Punkten sog. Ausguss-Zisternen anzuordnen, bei welchen zugleich die Luft einen Austritt findet.

Da sich ferner namentlich an den tiefsten Stellen der Leitung Schlamm-Ablagerungen bilden, so werden hier zum Ausspülen der Leitung sog. Ablässe oder Schlammkästen angebracht, welche durch Öffnen eines Hahnes entleert werden, wie aus dem folgenden Beispiel zu ersehen ist.*)

Taf. 8, Fig. 1—3_a. Anlagen der Wasserleitung der Station Sebenico (Dalmatien). Das aus der Kerka entnommene Wasser wird entsprechend dem Längenprofil Fig. 4 bis zu einem 183,7 m über Meeresfläche gelegenen Bergrücken A_1 emporgepumpt und dort in eine Ausgusszisterne von der in Fig. 2—2_a ersichtlichen Anordnung entleert. Von hier fliesst das Wasser mit freiem Gefälle über drei andere, gleichfalls mit derartigen Ausgusszisternen versehenen Bergrücken A_2, A_3 und A_4, so dass jede Rohrstrecke von einer Höhe bis zur nächsten ganz unabhängig als kommunizierendes Rohr (Düker) wirkt. An den tiefsten Punkten B_1, B_2 und B_3 dieser Düker befinden sich Schlammkästen von der in Fig. 3—3_a ersichtlichen Anordnung (ÖZ. 1878).

" " Fig. 4—4_a. Ausguss-Zisterne der Wasserleitung der Station Cafanaro in Istrien, zu gleichem Zwecke angewendet wie im vorigen Beispiel. Die-

*) Bei den Strassenleitungen geschieht das Ausspülen durch zeitweiliges Öffnen tiefer gelegener Hydranten.

selbe besteht aus einem runden gusseisernen Behälter mit Überlaufrohr, an den sich unten das Ein- und Ablaufrohr anschliesst (ÖZ. 1878).

Bei Leitungen mit stärkerem Gefälle werden zuweilen zur Vermeidung eines zu grossen Druckes und eines Zerreissens der Leitung Abstürze und Entlastungskästen eingeschaltet, zwischen denen der grösste Druck der gegenseitigen lotrechten Entfernung jener Anlagen entspricht. Anlagen dieser Art sind aus folgendem Beispiel zu ersehen:

Taf. 8, Fig. 5—7_a. Wasserleitungsanlagen der Station Rachitovich in Istrien. Diese Station wird von einer 350 m hoch gelegenen Quelle mit Wasser versorgt, welche mittels Sickerschlitzen gefasst, in einer Brunnenstube gesammelt (s. Taf. 2, Fig. 2—2_a) und von dort mittels einer steilen Rohrleitung von 60 mm Dmr. der Station zugeführt wird (Fig. 5).

Bei einem Abhang von 11 m Höhe wurde diese Rohrleitung durch einen Absturz unterbrochen, welcher in Form eines in den Felsen getriebenen Schachtes ausgeführt ist (Fig. 6). Der Schacht wurde angelegt, da ein offener Absturz an der senkrechten Wand ein Vertragen des Wassers durch den dort ungewöhnlich starken Bora-Wind befürchten liess.

Ausserdem wird diese Leitung noch sechsmal durch Entlastungskästen unterbrochen, sodass in keinem Teile der Leitung ein grösserer Druck als 5 bis 6 at (entsprechend 50 bis 60 m Druckhöhe) vorkommt, wodurch trotz der grossen Höhendifferenz zwischen Quelle und Station keine abnormale Wanddicke bei den Rohren erforderlich war. Diese Entlastungskästen (Fig. 7—7_a) sind gusseiserne Gefässe, welche unten den Ein- und Ablauf haben und am Deckel mit einem Überlaufrohr versehen sind, durch dessen Verlängerung oder Verkürzung die Höhendifferenzen der einzelnen Teilstrecken geregelt werden können.

In steilen Böschungen wurden zur Vermeidung des Hinabrutschens und der einseitigen Dilatation durch die Einflüsse der Temperatur stellenweise grössere Steine in die Grubensohle fest eingelassen, an welchen die Rohre mittels Rohrschellen befestigt sind. Zur Vermeidung des Abrutschens des Deckmaterials liess man an solchen steilen Stellen von Zeit zu Zeit ein etwa 1 m langes Stück des Grabens unausgehoben, durch welche Teile dann die Leitung tunnelartig durchgeschoben wurde (ÖZ. 1878)

Aquädukte.

Die Aquädukte der Druckleitungen sind eiserne oder steinerne, manchmal wohl auch hölzerne Brücken, welche die Rohrleitung tragen. Je nach dem Klima und dem Charakter der Leitung liegt dieselbe entweder unbedeckt auf der Brücke, oder ist sie zum Schutz gegen die Einflüsse der Lufttemperatur und gegen die Sonnenwärme entsprechend isoliert.

Taf. 8, Fig. 8. Hölzerner Aquädukt der Wasserleitung von Wiborg (Finnland). Dieselbe besteht aus einem die Druckleitung enthaltenden hölzernen Kasten, welcher unter der Brückenbahn an den Querträgern einer hölzernen Sprengwerk-Strassenbrücke mit 7 Öffnungen von etwa 100 m Gesamtlänge aufgehängt ist. Die Isolierung besteht aus einer Umhüllung des Rohres mittels Pappe, dann einer Schicht von Woilok (Kuhhaar-Filz) und darauf wieder einer Umhüllung von Pappe, nebst einer Füllung des Kastens mit gestossenen Holzkohlen.

Am Ende des Aquäduktes ist überdies ein Ablasshahn angebracht, welcher in strengen Winternächten offen gehalten wird, um das Wasser ständig in Bewegung zu erhalten.

Taf. 8, Fig. 9—9_a. Wasserleitungsbrücke über den Wanda-Fluss bei Helsingfors. Diese Anlage bezweckt die Überführung eines Saugrohres von 457 mm Durchmesser über den Fluss, von den Filtern zum Pumpwerke, und ist eine Blechbrücke von 18,4 m lichter Weite, 1 m Höhe und 6 mm Blechdicke. Zum Schutz gegen den Frost erhielt das Rohr zuerst eine Umwickelung von asphaltiertem Dachfilz, dann eine doppelte Schicht von Woilok, darauf eine 76 mm dicke Schicht von Strohbinden von 25 mm Dicke und darauf eine Umwickelung von mit Leinöl gestrichenem Segeltuch. Darauf ist die Brücke ganz mit gestossenen Holzkohlen gefüllt, welche Füllung von einem auf den unteren Gurten aufliegenden Bohlenbelag getragen wird. Zur grösseren Sicherheit wurde zu beiden Seiten des Leitungsrohres noch je ein Dampfrohr eingelegt, welche sich hinter dem Widerlager mit einem vom Pumphause kommenden Zuleitungsrohr vereinigen. Die hinter den Widerlagern lotrecht emporsteigenden Teile des Leitungsrohres sind gleichfalls in Kohle eingebettet (Tkn. 1896, S. 26).

„ „ Fig. 10—10_a. Eiserner Aquädukt mit doppelter Rohrleitung in Bozen (Tirol). Diese im Jahre 1877 nach dem Projekte des Verfassers von der Maschinenfabrik Andritz bei Graz ausgeführte Anlage besteht aus einer Blechbrücke, welche unter Benutzung der gemauerten Pfeiler einer alten Strassenbrücke mit mehreren Öffnungen und hölzernem, über die Pfeiler hinausragendem Oberbau, neben diesem ohne Beeinträchtigung des Verkehrs zur Ausführung kam. Dies geschah in der Art, dass an den Pfeilern kräftige Fachwerkskonsolen befestigt wurden, welche über die Brückenbahn so weit hinausragen, dass sie für den Aquädukt als Stützen dienen.

Zum Schutz gegen Frost wurde auch hier unter Benutzung eines hölzernen Bodenbelages eine isolierende Hinterfüllung eingebracht.

„ „ Fig. 11—11_e. Kabel-Aquädukt über die Tréme der Wasserleitung der Stadt Bulle (Kant. Freiburg). Die Anordnung besteht aus zwei mittels Fachwerk gegen einander versteiften Kabeln, an welchen die Rohrleitung nach Fig. 11_b & 11_c aufgehängt ist (Schweiz. Bauztg. 1888—NA. 1888).

„ „ Fig. 12. Amerikanischer Aquädukt in Form von einem freiliegenden, zwischen den Pfeilern sich selbst tragenden Blechrohre von 3,65 m Weite, der Ticonderga Pulp & Paper Co. (NY).

„ „ Fig. 13—13_d. Aquädukt der Pariser Vanne-Wasserleitung über die Talsenkung von Moret. Dieses Bauwerk besteht aus einer gewölbten Brücke mit elliptischen und halbkreisförmigen Hauptgewölben und darüber befindlichen sekundären Gewölben. Obenauf liegt unbedeckt die aus einem doppelten Rohrstrang von je 1,15 m Durchmesser bestehende Druckleitung, auf Mauerklötzen von 0,4 × 0,4 m Querschnitt und 2 m gegenseitiger Entfernung (NA. 1873, Pl. 3—4).

„ „ Fig. 14—14_a. Aquädukt aus Stampfbeton über den Sparchenbach der Wasserleitung von Kufstein (ÖM. 1895, S. 82).

Düker.

Die zur Unterführung von Druckleitungen unter Tälern, Wasserläufen, Kanälen usw. angewendeten Düker sind Rohrleitungen, welche entweder unmittelbar in den Erdboden eingegraben oder in einem Tunnel niedergelegt sind. Letzterer hat eiserne oder gemauerte Wände, oder ist im Felsen ausgesprengt.

Taf. 8, Fig. 15—15_a. Dükertunnel unter dem Wien-Neustädter Schiffartskanal für die Wasserleitung des Staatsbahnhofs in Wien. Die Anlage besteht aus zwei gemauerten Schächten und einem dieselben verbindenden gusseisernen Rohr von elliptischem Querschnitt von 1,14 m $\times$ 0,87 m Weite, in bzw. lotrechter und wagrechter Richtung, in welchem Tunnelrohr das 237 mm weite Wasserleitungsrohr verlegt ist.

Die Ausführung des Tunnelrohres geschah nach Fig. 15_a, in der Weise, dass dasselbe unter gleichzeitiger Ausgrabung des Bodens mittels Schrauben durchgepresst wurde (ÖZ. 1871).

„ „ Fig. 16—16_a. Dükertunnel unter dem Drac-Fluss, der Wasserleitung von Grenoble. Der Tunnel ist hier, zur Erreichung eines Bodens mit geringerem Wasserandrang, in grösserer Tiefe unter dem Flussbette ausgeführt und mit Mauerwerk von 0,4 m Dicke verkleidet. Die Querschnittsform (Fig. 16_a) ist elliptisch, von 3,03 m lichter Weite in horizontaler und 1,8 m in vertikaler Richtung. An den Enden befinden sich zwei Schächte von bzw. 27,8 m und 26,5 m Tiefe, in welchen die zwei Rohrstränge von 0,7 m lichter Weite emporgeführt sind.

In ähnlicher Weise geschah die Unterfahrung des Harlem-Flusses durch die New Yorker Wasserleitung (vrgl. ÖW. 1889, S. 351).

Verlegen der Rohrleitungen.

Zur Erlangung der für den Schutz der Rohrleitungen gegen den Frost erforderlichen Erddeckung von wenigstens 1,5 bis 2 m Höhe werden dieselben in einer Baugrube (Rohrgraben) verlegt, deren Sohlenbreite bei einem Rohrdurchmesser d wenigstens $b = d + 0{,}25$ m sein soll, und deren Seitenwände je nach der Tiefe der Baugrube, der Beschaffenheit des Bodens und der Dauer des Offenhaltens der Grube entweder ungestützt belassen oder nach den im „Grundbau" (2 Aufl. S. 205) angegebenen Regeln abgesteift werden. Dieselben werden mit etwa $^1/_{10}$ Anlage bis lotrecht hergestellt und können im ersteren Falle bei standfestem Boden bis zu einer Höhe von etwa 2 m in der Regel ohne Absteifung verbleiben (vrgl. CBl. 1889, S. 113).

Taf. 8, Fig. 17—17_a. Verfahren beim Legen der Rohrleitungen. Hierbei können bei standfestem Boden zur Minderung des Aushubes und zur Absteifung der Wände in Abständen entsprechend der Rohrlänge Querwände von etwa 0,6 m Dicke übrig gelassen, und zum Durchstecken der Rohre entsprechend untertunnelt werden. An den Verbindungsstellen sind zur Bereitung des für die Dichtungsarbeit erforderlichen Platzes in den Seitenwänden Nischen und an der Sohle Vertiefungen ausgehoben.

Das Hinablassen der Rohre geschieht entweder wie in diesem Beispiel mittels Seilen aus freier Hand, oder gewöhnlich (namentlich bei grösseren Rohrdimensionen) mittels eines über der Baugrube aufgestellten, mit Flaschenzug oder Winde versehenen Gestelles (Rohrlegebockes).

„ „ Fig. 18. Fahrbare Rohrwinde der Actiengesellschaft für Gas und Elektrizität in Köln (D. R.-G.-M. Nr. 258254). Dieselbe hat gegenüber dem unhandlichen, schwer versetzbaren Bock den Vorteil grosser Bequemlichkeit, und besteht aus einem gebogenen offenen Windengestell, welches mittels Rädern auf Schienen läuft nnd zum Heben und Senken der Rohre eine

Winde mit Sperradbremse trägt. Das zu verlegende Rohr wird auf zwei über den Graben gelegte Bohlen gerollt, die Winde über dasselbe gefahren und nach Anheben des Rohres dieses bequem zur Verlegungsstelle hingeschoben. Der Preis der Winde beträgt Mk. 600.

Anschluss von Hausleitungen.

Die vorher besprochenen Abzweige-Formstücke (Taf. 7, Fig. 15 & 16) kommen nur bei grösseren Abzweigungen der Strassenleitungen zur Anwendung, während die kleineren Abzweigungen der Hausleitungen einen unmittelbaren Anschluss durch Anbohren der Strassenleitungen erhalten. Bei leerer Strassenleitung kann ein solcher Anschluss durch unmittelbares Anschrauben der Hausleitung geschehen, während bei gefüllter Strassenleitung hierzu eine Rohrschelle erforderlich ist.

Taf. 9, Fig. 1. Unmittelbarer Anschluss einer Hausleitung (Helsingfors).

„ „ Fig. 2. Anschluss einer Hausleitung mittels Rohrschelle (Helsingfors). Bei gefülltem Rohr wird die Muffe mittels einer untergelegten Gummischeibe mit dem angeschraubten Hahn *H* an das Rohr wasserdicht angeschraubt, sodann bei geöffnetem Hahn das Rohr angebohrt und nach Schliessung des Hahnes die Hausleitung angeschraubt. Manchmal kommt auch bei leerem Rohr dieselbe Muffe zur Anwendung, wobei der Hahn fortgelassen und die Hausleitung unmittelbar an die Muffe angeschraubt werden kann.

„ „ Fig. 3. Rohrschelle mit Ansatz von HW. & WF. Duncker in Hamburg (D. R. G. M.). Durch den Ansatz wird die Rohrschelle im Rohre festgehalten, so dass ein Verschieben derselben nicht mehr möglich ist.

Prüfung der Wasserleitungsrohre.

Zur Vermeidung der Anwendung von schadhaften Rohren, welche zu Störungen durch Rohrbrüche Veranlassung geben können, pflegt man die Wasserleitungsrohre vor ihrer Verwendung einer Erprobung zu unterziehen. Dies geschieht durch Abschluss der Enden mittels zweier durch Spannstangen mit einander verbundener Platten und durch Einpumpen von Wasser, dessen Druck mittels eines Manometers gemessen wird. Hierbei kann eine gewöhnliche Feuerspritze zur Anwendung kommen. Der anzubringende Druck soll in der Regel wenigstens 5 at mehr betragen, als der hydrostatische Druck der Leitung. Man pflegt auch den Probedruck gleich dem zwei — bis dreifachen hydrostatischen Druck der Leitung anzunehmen.

Bei den Rohren für die Wasserversorgung der dalmatinischen Eisenbahnen geschah die Erprobung nach der Formel $A_p = (8 + 1{,}5\, A_f)$ at, wobei A_p den Probedruck und A_f den faktischen Maximaldruck der Leitung bedeutet (ÖZ. 1878).

Auch fertige Rohrstränge werden zuweilen auf diese Weise geprüft, wie dies beispielsweise bei einzelnen Strecken der Wiener Hochquellen-Wasserleitung geschehen ist (vrgl. Taf. 7, Fig. 10).

Taf. 9, Fig. 4—4_a. Prüfung der Wasserleitungsrohre (HZ. 1867, Bl. 372).

Anordnung des Rohrnetzes im Verbrauchsgebiete.

Das Rohrnetz wird im Verbrauchsgebiete entweder so angeordnet, dass die vom Hauptzuleitungsstrange nach den verschiedenen Strassen abzweigenden Seitenstränge an den Enden stumpf auslaufen und wie die Aeste und Zweige eines Baumes keine gegenseitige Verbindung erhalten (Verästelungssystem), oder werden die Seitenstränge wie die Fäden eines Netzes mit einander verbunden (Kreislaufsystem, Zirkulationssystem).

Das Verästelungssystem hat den Vorteil der kleinsten erforderlichen Rohrlänge, dagegen den Nachteil, dass bei der Absperrung des Zuflusses an irgend einer Stelle (behufs Reparaturen usw.) das ganze dahinter befindliche Versorgungsgebiet des bezüglichen Stranges vom Wasserbezuge ausgeschlossen ist, während beim Kreislaufsystem, wo jede Stelle den Zufluss von zwei Seiten erhalten kann, in diesem Falle nur die zwischen den benachbarten Absperrschiebern gelegenen Teile den Rohrnetzes vom Wasserbezuge ausgeschlossen wird. Beim Verästelungssystem hat auch ein stärkerer Verbrauch an irgend einer Stelle eine entsprechende Druckverminderung für das ganze in der Fortsetzung befindliche Gebiet zur Folge, während sich beim Kreislaufsystem die Druckverluste durch Zuflüsse von anderen Seiten mehr ausgleichen. Das stumpfe Ausmünden der Rohrstränge beim Verästelungssystem hat ferner den Nachteil, dass das Wasser nach den Enden zu weniger in Bewegung kommt als an anderen Stellen, und dass infolge der einseitigen Strömungsrichtung des Wassers nach den Endstrecken die Ablagerungen dahin geschoben werden, infolgedessen sich dort mehr Schlammablagerungen bilden und die Abnehmer schlechteres Wasser bekommen als an anderen Stellen, nebstdem bei strengem Klima diese Teile der Leitung leicht gefrieren.

Gegen letztere Unzukömmlichkeit wurde z. B. in Helsingfors oft das bereits an anderer Stelle angeführte Mittel angewendet, dass man in strengen Winternächten an solchen Stellen das Wasser durch Öffnen von Hydranten abfliessen liess.

Im allgemeinen verdient daher das Kreislaufsystem den Vorzug. Doch sind gewöhnlich an ein und demselben Orte beide Systeme in der Art vertreten, dass sich das Kreislaufsystem im Verhältnis der Erfordernis neuer Verbindungsstränge für den Verbrauch aus dem Verästelungssystem entwickelt.

d. Wassermesser.

Der Wasserverbrauch geschieht entweder unentgeltlich oder gegen Zahlung im Verhältniss zum Verbrauche. Ersteres ist nicht nur der Fall bei allen öffentlichen Brunnen, wie solche mehr oder weniger in allen Städten vorgesehen zu sein pflegen, und bei der Entnahme von Hydranten zum Strassenspülen usw., sondern manchmal auch ganz allgemein. Es hat aber dieses System den Nachteil, dass dabei leicht bedeutende Wasserverschwendungen stattfinden.

Bei der Benutzung des Wassers gegen Zahlung einer Abgabe wird diese entweder schätzungsweise bestimmt (nach der Grösse der Miete, der Anzahl Wohnzimmer usw.), oder auf Grund einer unmittelbaren Messung der verbrauchten Wassermengen. Der erstere Vorgang hat ausser der Schwierigkeit einer gerechten Schätzung des Verbrauches (namentlich derjenigen zu industriellen Zwecken) gleichfalls den Nachteil der Möglichkeit von schwer nachweisbaren Wasserverschwendungen, weshalb das letztere Verfahren, wenn auch hierbei durch die nötige Anschaffung von Messapparaten besondere Kosten erwachsen, immer den Vorzug verdient. *)

Die Messung des Wassers geschieht durch Anwendung von kalibrierten Hähnen, geaichten Behältern, oder mittels besonderer Apparate, sog. Wassermesser. Die gewöhnlich benutzten Wassermesser sind von zweierlei Art, nämlich Geschwindigkeitsmesser und Raummesser (Volumenmesser).

Die Geschwindigkeitsmesser sind von verschiedener Konstruktion, haben aber meistens einen rotierenden Teil, gewöhnlich ein Schaufelrad nach der Art des hydrometrischen Flügels gemeinsam, dessen Bewegung mit der Geschwindigkeit des Wassers zunimmt und auf ein Zählwerk übertragen wird, wo die durchgeflossenen Wassermengen unmittelbar abgelesen werden können (Flügelrad- oder Turbinen-Wassermesser). Diese Apparate haben den Vorteil der Billigkeit, verhältnismässig kleiner Druckverluste und dass sie wenig Raum erfordern, jedoch den Nachteil einer weniger zuverlässigen Genauigkeit und dass es bei jedem Apparate eine gewisse Geschwindigkeitsgrenze gibt, wobei das Rad nicht mehr in Bewegung gesetzt wird, daher das Wasser ungemessen durchfliesst. Je grösser der Messer ist, desto höher liegt diese Grenze. Man pflegt daher grössere Messer mit einem kleineren derart zu kombinieren, dass letzterer in einer den grossen Messer umgehenden Zweigleitung angebracht ist, welche durch die Wirkung eines Rückschlagventils von kleineren Wassermengen passiert wird.

Taf. 9, Fig. 5, Wassermesser von H. Meinecke jr. (Breslau) in schematischer Darstellung. Derselbe besteht aus einem in die Rohrleitung eingeschraubten Gehäuse mit Flügelrad und Zählwerk. Rechts ist vor dem Einlauf zum Gehäuse eine durchlöcherte Seiherplatte zum Abhalten von etwa im Wasser mitgeführten Gegenständen welche den Gang des Apparates beeinträchtigen könnten, einge-

*) Vrgl. den Verbrauch in Berlin. S. 11—12.

setzt zu denken (vrgl. Fig. 9). Dieser Apparat hat eine ausgedehnte Anwendung (auch bei den Wasserleitungen in Finnland hauptsächlich benutzt) und wird für Rohrleitungen von 7 bis 250 mm Dmr. geliefert. Derselbe soll die durchgeflossene Wassermenge bei 2 bis 150 m Druck bis auf 2 % genau angeben.

Eine grosse Verbreitung hat auch der nach dem gleichen Prinzipe gebaute Apparat von Siemens & Halske in Berlin (vrgl. HZ. 1869, Bl. 435), sowie jener von Dreyer. Rosenkranz & Droop in Hannover (mit Hartgummi-Messrad).

Taf. 9, Fig. 6. Wassermesser mit hydrometrischem Flügel der Akt.-Ges. vorm. H. Meinecke in Breslau-Carlowitz, zum Messen grosser Verbrauchsmengen bei geringstem Druckverlust, besonders zu empfehlen als Distriktswassermesser.

Zu den Geschwindigkeitsmessern sind auch die folgenden zwei Vorrichtungen zu rechnen:

Taf. 9, Fig. 7, Wassermesser mit Überfall. Diese für grössere Wsssermengen geeignete Messvorrichtung besteht aus zwei zu beiden Seiten eines Absperrschiebers A angebrachten Standrohren und einer dieselben verbindenden offenen Rinne mit einer Querwand, welche bei Abschliessung der Leitung durch den Schieber für das aufsteigende Wasser einen Überfall bildet. Ist h die nach Eintritt des Beharrungszustandes durch einen stellbaren Masstab gemessene Stauhöhe über der Kante der Querwand und b die Breite der Rinne, so ist die sekundliche Wassermenge

$$Q = \frac{2}{3}\mu\, bh \sqrt{2gh},$$

worin $\mu = 0{,}55$ bis $0{,}65$ anzunehmen ist (vrgl. „Wasserbau I". 2. Aufl. S. 83). Am sichersten ist es den Wert von μ durch unmittelbare Messung der Wassermenge durch Auffangen des Wassers in einem Behälter von bekanter Grösse zu ermitteln.

Eine solche Vorrichtung wird z. B. bei der Wiener Hochquellen-Leitung angewendet (Mh.).

„ „ Fig. 8. Venturi-Messer. Dieser Apparat beruht auf dem von Venturi (1796) aufgestellten Prinzipe, dass an zwei Punkten A und B einer Druckleitung, die so nahe an einander gelegen sind, dass der Reibungsverlust zwischen denselben vernachlässigt werden kann, bei verschiedener Weite und dementsprechend verschiedener Geschwindigkeit v und v_1, die Summe der hydraulischen Druckhöhe h und der Geschwindigkeitshöhe $z = \frac{v^2}{2g}$, bzw. h_1 und $z_1 = \frac{v_1^6}{2g}$, an beiden Punkten gleich sein muss der hydrostatischen Druckhöhe H jener Stelle. Demnach ist

$$H = h + \frac{v^2}{2g} = h_1 + \frac{v_1^2}{2g}, \text{ woraus}$$

$$h - h_1 = \frac{1}{2g}(v_1^2 - v^2).$$

Sind ferner F und F_1 die Querschnitte bei A und B, so ist, wenn $F = nF_1$ wegen $Fv = F_1 v_1$, $v_1 = nv$, daher

$$h - h_1 = \frac{v^2}{2g}(n^2 - 1),$$

$$v = \sqrt{\frac{2g(h - h_1)}{n^2 - 1}} \text{ und}$$

$$Q = v\,\frac{\pi d^2}{4}.$$

Durch Anbringen von Steigröhren bei A und B können h und h_1 unmittelbar gemessen, oder $h - h_1$ von einem mit dem Apparat in Verbindung stehenden Zählwerk, eventuell auch mittels eines besonderen Apparates die Durchflussmengen Q von einer fortlaufenden Aufzeichnung abgelesen werden (CBl. 1898, S. 138—NA. 1905, S. 30).

Der Apparat ist z. B. beim Wasserwerke von Newark in Amerika in Anwendung (ZfB, 1895, Ergänz. Heft., S. 90).

Die Raummesser sind von zweierlei Art, nämlich Kolbenmesser und Scheibenmesser. Erstere sind zwei- oder mehrzylindrige Kolbenpumpen, durch welche das zu messende Wasser passiert, so dass bei jedem von einem Zählwerk markierten Kolbenhub die im Zylinder enthaltene Wassermenge durchfliesst. Da hierbei nicht die geringste Wassermenge ungemessen durchfliessen kann, so hat dieses System den Vorteil der grösstmöglichen Genauigkeit, wogegen aber diese Apparate verhältnismässig teuer sind, einen bedeutenden Druckverlust verursachen und viel Raum erfordern. Es werden daher Kolbenmesser auch nur selten angewendet.

Eine grössere Verbreitung hat infolge seiner grösseren Einfachheit der in neuerer Zeit zuerst in Amerika zur Anwendung gekommene Scheibenmesser gefunden. Dessen Anordnung ist die folgende:

Taf. 9, Fig. 9. Scheibenwassermesser in der Ausführung der „Danubia" A. G. in Strassburg i. E. Dieser Apparat besteht im wesentlichen aus einem seitlich kugelförmig, oben und unten kegelförmig begrenzten Gehäuse, in welchem eine an einer Kugel befestigte Scheibe vom Durchmesser des kugelförmigen Raumes so angebracht ist, dass sie sich, die beiden Kegel stets tangierend, herum wälzt, wenn das von der linken Seite kommende und rechts austretende Wasser diesen Raum passiert, wobei jeder Umwälzung eine bestimmte Wassermenge entspricht. Diese wälzenden Bewegungen werden in der aus der Figur ersichtlichen Weise auf das oberhalb befindliche Zählwerk übertragen.

E. Reinigung des Wassers.

Das zu den Wasserversorgungen benutzte Wasser ist in seinem natürlichen Zustand selten von solcher Beschaffenheit, dass es ohne vorherige Reinigung verwendet werden kann. Dies ist, soweit es sich um Genusswasser handelt, zwar meistens der Fall bei der Entnahme aus Quellen, grösseren Seen und Staubecken, sowie aus Brunnen, so dass zu diesem Zwecke nur das Flusswasser unter allen Umständen einer Reinigung bedarf, allein bei der Verwendung zu verschiedenen gewerblichen Zwecken kann auch bei allen übrigen Arten der Entnahme eine Reinigung erforderlich sein.

Diejenigen Stoffe, deren Ausscheidung für die verschiedenen Zwecke des Wassers erforderlich sein kann, sind in demselben entweder mechanisch beigemengt oder aufgelöst, und können von mineralischem, metallischem

oder organischem Ursprung sein. Deren Beseitigung geschieht durch mechanische Reinigung, ohne oder mit vorheriger chemischer Aufbereitung, wobei die in unlöslicher Form vorkommenden oder durch chemische Fällung entstandenen Stoffe durch Ablagerung (Klärung) und durch Filterung (Filtration) zurückgehalten werden. Die unlöslichen Stoffe sind je nach Grösse und Gewicht: Sinkstoffe, Schwebestoffe oder Schwimmstoffe. Hiervon werden die beiden ersten gewöhnlich durch Klärung und die letzteren durch Filterung ausgeschieden.

Die chemische Aufbereitung kann erforderlich sein sowohl zur Ausscheidung von mechanisch beigemengten Stoffen, wenn sie, wie manchmal der Ton, so fein verteilt sind, dass sie unmittelbar weder durch Ablagerung noch durch Filterung zu beseitigen sind, als auch bei aufgelösten Stoffen, wenn sie beim Genusswasser entweder aus Gesundheitsrücksichten oder des Aussehens wegen, und bei dem zu gewerblichen Zwecken dienenden Wasser mit Rücksicht auf die verschiedenen Betriebe ausgeschieden werden müssen. Hierher gehören namentlich Lösungen von Eisenoxydul, von vegetabilischen Farbstoffen sowie von kohlensauren und schwefelsauren Kalk- und Magnesiaverbindungen.

Beim Genusswasser ist es von Wichtigkeit, dass namentlich die organischen Stoffe möglichst gründlich beseitigt werden, was sowohl bei der Ablagerung als auch namentlich bei der Filterung geschieht.

Die Art des in einem jeden einzelnen Falle anzuwendenden Reinigungsverfahrens hängt teils vom Charakter der Beimengungen ab, teils vom Grade der verlangten Reinheit des Wassers, sowohl in bezug auf dessen Durchsichtigkeit und die unschädlichen Beimengungen, als auch mit Rücksicht auf den zulässigen Bakteriengehalt*). Im allgemeinen ist die Reinigung desto schwieriger, je mehr fein verteilt die Beimengungen sind. In den meisten Fällen genügt aber beim Genusswasser die einfache Filterung, allenfalls mit vorheriger Ablagerung, und ist selten eine doppelte Filterung oder chemische Behandlung erforderlich, welch letztere beim Genusswasser meistens nur dessen Enteisenung bezweckt.

---

*) Die Durchsichtigkeit des Wassers wird durch Feststellung derjenigen Tiefe bestimmt, bis zu welcher eine Marke am Boden eines Gefässes noch sichtbar ist. So betrug beim Wasserwerke in Helsingfors im Jahre 1899 die Durchsichtigkeit des ungefilterten Wanda-Wassers im Maximum 50 cm, im Minimum 5 cm und im Mittel 30 cm, während diejenige des gefilterten Leitungswassers bzw. 75, 44 und 69 cm betrug.

Wenn die Durchsichtigkeit 75 cm untersteigt, so erscheint das Wasser schon in kleineren Mengen, wie in einer Flasche, nicht mehr klar, unter 65 cm unrein und unter 45 cm trübe und widerlich (vrgl. Tkn. 1899, S. 8).

Der Bakteriengehalt betrug gleichzeitig im Flusse im Maximum 19 040, im Minimum 96 und im Mittel 2 005 Keime pro cbcm, und im Leitungswasser bzw. 974, 12 und 79 Keime pro cbcm.

Man unterscheidet Reinigungsanlagen für Wasserwerke, für gewerbliche Zwecke und für den Hausbedarf. Bei den ersteren geschieht die eventuelle vorgängige Ablagerung in geräumigen Klärbecken (Ablagerungsbecken) und die Filterung entweder als natürliche Filterung (bei den früher besprochenen Filterkanälen, S. 40) oder in Filterbecken, die gewöhnlich mit Sandfiltern versehen sind, während die für die anderen Zwecke benutzten Wasserreiniger Apparate von verhältnismässig kleinem Umfang sind, in denen entweder Klärung allein, oder Klärung und Filterung, oder wie meistens bei den Apparaten für den Hausbedarf, nur Filterung (Hausfilter) stattfindet. Die bei diesen Apparaten benutzten Filter sind sehr mannigfaltig und bestehen aus Sand, Koks, Kohle, Asbest, Kieselguhr, Sandstein, Tuffstein, Eisenschwamm, Holzwolle, Papier, Zellulose usw.

1. Ablagerung bei Wasserwerken.

Eine Ablagerung ist nur dort angezeigt, wo das Rohwasser viel gröbere Sinkstoffe enthält, sei es dass dieselben im natürlichen Zustand im Wasser vorkommen, oder durch chemische Aufbereitung entstehen. Die durch die Ablagerung erreichte Reinigung kann schon an und für sich genügend sein, oder wie dies meistens der Fall ist, der Filterung vorangehen, um diese zu entlasten. Die Ablagerung der Sinkstoffe geschieht durch Minderung oder zeitweilige gänzliche Aufhebung der Geschwindigkeit des Wassers. Je stärker diese Geschwindigkeitsminderung und je länger dieselbe dauert, desto gründlicher wird die Reinigung. Bei den Wasserwerken wird zu dem Zwecke das Wasser durch Klärbecken von entsprechender Grösse geleitet. Da beim Durchfluss einer bestimmten sekundlichen Wassermenge die Geschwindigkeit umso kleiner wird, je grösser der Querschnitt und die Geschwindigkeitsminderung umso länger dauert, je länger das Becken, so wird die Klärung desto vollkommener sein, je grösser der Inhalt des Beckens ist. Daher bilden grössere Seen und Sammelteiche solche Becken, die oft nahezu klares Wasser liefern, so dass es oft ohne künstliche Reinigung zur Wasserversorgung unmittelbar verwendbar ist.

Bei den künstlichen Klärbecken wird gewöhnlich eine Minderung der Geschwindigkeit bis auf etwa 1 bis 2 mm in der Sekunde als genügend angesehen. Nachdem aber das Wasser in den Klärbecken infolge ihrer verhältnismässig geringen Tiefe (etwa 2 bis 4 m) durch die Einwirkung der Lufttemperatur in seiner Beschaffenheit nachteilig beeinflusst, nämlich im Sommer zu sehr erwärmt und durch die Entwicklung von Organismen verschlechtert, dagegen im Winter zu sehr abgekühlt wird, so gilt auch als Regel, dass sich das Wasser nicht länger als etwa 1 Tag im Becken aufhalten soll.

Wird daher ein Klärbecken von einer sekundlichen Wassermenge Q mit der Geschwindigkeit v in 24 Stunden durchströmt, so ergibt sich bei der Breite b und der Wassertiefe h die erforderliche Länge l des Beckens aus:

$$l = 24 \, . \, 60 \, . \, 60 \, v = 86\,400 \frac{Q}{bh} \cdot$$

Da bei rechteckiger Grundrissform mit Rücksicht auf den kleinsten Umfang bzw. die kleinste Länge der Umfassungswände das Quadrat am günstigsten ist, so ist hierfür $l = b$ und

$$l^2 = 86\,400 \frac{Q}{h},$$

$$l = 294 \sqrt{\frac{Q}{h}} \cdot$$

Die Klärbecken werden entweder mit geböschten und gepflasterten, oder mit gemauerten Umfassungen ausgeführt, und werden entweder so betrieben, dass sie von Zeit zu Zeit mit Wasser gefüllt und nachdem dasselbe genügend lange gestanden entleert werden (Klärung im ruhenden Wasser, Wechselsystem), oder dass ein ständiger Zu- und Abfluss stattfindet (Klärung im langsam fliessenden Wasserstrom, Kontinuierliches System). Da bei der ersteren Art des Betriebes sowohl die Zeit des Füllens und Entleerens für die Klärung zum grösseren Teil verloren geht und dabei auch nicht das Wasser von der obersten, zuerst geklärten Schicht entnommen werden kann, so wird meistens der zweiten Art der Vorzug gegeben. Hierbei lässt man den Wasserstrom von der einen Seite des Beckens zur gegenüberliegenden entweder von unten nach oben oder in umgekehrter Richtung fliessen. Die erstere Anordnung verdient insofern den Vorzug, als dabei die Aufwärtsbewegung des Wassers derjenigen der fallenden Sinkstoffe entgegengesetzt ist, wodurch eine raschere Trennung der letzteren von ihrer Umgebung bewirkt wird. Dabei wird die Ablagerung auch dadurch begünstigt, dass die bereits fallenden Sinkstoffe auf ihrem Wege nach der Sohle den noch aufsteigenden begegnen und diese mit sich nehmen.

Damit das Becken der ganzen Breite nach ständig durchströmt werde und der ganze Inhalt an der Erneuerung teilnehme, ist es notwendig dass mehrere auf die ganze Breite verteilte Zu- und Abflusstellen angeordnet seien, oder dass der Zu- und Abfluss in Form von über die ganze Breite sich erstreckenden Überfällen ausgeführt sei.

Taf. 9, Fig, 10—10_a. Klärbecken, wobei das zugeleitete Wasser zunächst in eine Kammer K sich ergiesst, von wo es durch an der Sohle angebrachte, über die ganze Breite verteilte Öffnungen dem Becken zufliesst, während auf der entgegengesetzten Seite der Abfluss mittels eines Überfalles stattfindet. Die Sohle ist gegen den Auslauf etwas ansteigend, wodurch infolge der Abnahme des Was-

serquerschnitts die Geschwindigkeit von links nach rechts zunimmt. Hierdurch wird die Ablagerung auf der linken Seite befördert und vom Auslauf möglichst ferngehalten. Der angesammelte Schlamm wird von Zeit zu Zeit abgespült und durch den an der tiefsten Stelle in der Kammer *K* angebrachten Leerlauf abgeleitet (K.).

Taf. 9, Fig. 11—11_a. Klärbecken mit Eintauchungsplatte nach Lindley. Hierbei wird durch eine verschiebbare Platte *P*, welche am Auslaufende angebracht ist, im Sommer das untere, im Winter das obere Wasser zum Abfluss gebracht und dadurch die volle Wirksamkeit des Ablagerungsraumes gesichert. Die Platte reicht $^2/_8$ bis $^3/_4$ der Tiefe in das Wasser hinein; die Pfeile deuten die Strömungsrichtung, die Kurven Linien gleicher Temperatur an.

Da im Sommer das den Flüssen entnommene Wasser wärmer ist als jenes im Becken, so steigt das eintretende Wasser nach oben, durchfliesst das Becken, lagert ab und fällt beim Kälterwerden langsam nach unten, wobei der Abfluss unter der aufgezogenen Platte hindurch stattfindet. Hierdurch kommt das am längsten im Becken gewesene Wasser stets zuerst zum Abfluss (Fig. 11). Im Winter dagegen fällt das eintretende kältere Wasser zu Boden, während das am längsten im Becken gestandene, am wärmsten gewordene und am meisten geklärte Wasser auf der Oberfläche ist und über der Oberkante der auf den Boden gesenkten Platte zum Abfluss kommt (Fig. 11_a).

Durch diese Anordnung sollen bei den Frankfurter Klärbecken in nur 6 Stunden Ablagerungszeit 90 % der suspendierten Stoffe dem Wasser entzogen werden, so zwar dass durch chemische Fällungsmittel eine nennenswerte Erhöhung der Ablagerung nicht erzielt werden kann. Die Durchflussgeschwindigkeit beträgt dabei 4 mm pro Sekunde (JfG. 1890, S. 538).

2. Filterung bei Wasserwerken.

a. Sandfilter.

Diese bei Wasserwerken in den allermeisten Fällen angewendeten Filter bestehen aus einer wagrechten Sandschicht als der eigentlichen Filterschicht, und mehreren unter einander gelagerten Kiesschichten von nach unten zunehmender Korngrösse. Es ist aber hauptsächlich nur die oberste Sandschicht, welche bis zu einer geringen Tiefe von etwa 10 cm die Filterung bewirkt, und zwar hauptsächlich durch die an der Oberfläche sich bildende Schlammhaut (Filterhaut), während die darunter befindlichen Kiesschichten der Hauptsache nach jede für sich die Bestimmung haben, als Träger (Stützschichten) der darüber lagernden Schicht zu dienen bzw. ein Niederspülen des Filtersandes durch die tieferen Schichten in die unterst befindlichen Drains und Sammelkanäle zu verhindern. Nur zum geringeren Teil werden die Beimengungen des Wassers von diesen Schichten durch Adhäsion zurückgehalten. Der Erfolg der Filterung ist hauptsächlich abhängig von der Korngrösse des Filtermateriales, der Höhe der Filterschichten, der Druckhöhe des Wassers über dem Filter (bzw. dem Filterdruck) und der Filtergeschwindigkeit.

Die Korngrösse des von Sandbänken, Flussbetten oder Dünen entnom-

menen Filtersandes ist insofern von Wichtigkeit, als bei zu grobem Korn das Wasser zu leicht durchgelassen und ungenügend gereinigt, bei zu feinem Korn aber die Durchlässigkeit ungenügend bzw. das Filter zu wenig ergiebig wird. Erfahrungsgemäss beträgt die zweckmässigste Korndicke etwa 0,3 bis 1 mm. Die Korngrösse soll möglichst gleichförmig sein, weshalb der Filtersand durch Siebe von entsprechender Weite gereutert wird. Einzelne grössere Körner schaden nicht, wogegen zuviele kleine Körner den Sand untauglich machen. Diese können auch durch Auswaschen beseitigt werden. Der Filtersand wird je nach der verlangten Dauer der Sandschicht, bevor eine neue aufgetragen zu werden braucht, neu in einer Höhe von etwa 0,5 bis 1,2 m angeschüttet.

Nachdem die Reinigung des Wassers hauptsächlich durch die Filterhaut bewirkt wird, so ist bis zu deren Bildung das Wasser nicht ganz rein. Es ist daher bis zum Eintritt dieses Zustandes (bis das Filter „eingearbeitet" ist) immer eine gewisse Zeit erforderlich, welche umso länger ist, je feiner der im Wasser mitgeführte Schlamm und je gröber der Sand ist. Es ist zweckmässig zur Beschleunigung der Bildung der Filterhaut das Rohwasser einige Tage lang auf dem Filter stehen zu lassen. Die Filterhaut wirkt auf dem Wege der Osmose, so dass dabei nicht nur gewöhnliche Verunreinigungen, sondern zum grossen Teil auch Bakterien und der oben erwähnte fein verteilte Tonschlamm, dessen Körner kleiner sind als die Bakterien, zurückgehalten werden. Andererseits bildet aber die Schlammhaut einen günstigen Boden für die Entwicklung von Bakterien, woraus sich die stellenweise beobachtete eigentümliche Erscheinung erklären lässt, dass zuweilen das gefilterte Wasser einen grösseren Bakteriengehalt aufweist als das Rohwasser. Dies ist nämlich denkbar bei einem Durchbruch der Schlammhaut, namentlich wenn sich im Sande freie Durchflusskanäle bilden und so die zahlreichen Bakterien der Schlammhaut einen Durchgang finden. Solche abnorme Fälle mahnen natürlich zur sofortigen Abhilfe *).

Nachdem mit zunehmender Dicke der Filterhaut die Ergiebigkeit des Filters abnimmt, so muss dieselbe zeitweilig entfernt werden, was in der Weise geschieht, dass die oberste Sandlage etwa 1 ½ bis 3 cm tief abgeschält wird. Diese Operation wird je nach der Jahreszeit und der Bauart des Filters in Zwischenräumen von etwa 1 bis 10 Wochen vorgenommen (in Helsingfors etwa 1 bis 2 mal im Monat). Man kann dies so oft wiederholen, bis die Höhe der Sandschicht auf etwa 35 bis 30 cm gesunken ist, wonach erst eine neue Beschickung erfolgt. Eine grosse Höhe der Sandschicht hat daher hauptsächlich den Vorteil, dass die Neubeschickung seltener vorgenommen zu werden braucht. Bei kleinerer Höhe

*) So wird beispielsweise in Helsingfors durch die Filterung der Bakteriengehalt um ca, 95 % reduziert. Es ergab aber beispielsweise die Analyse vom 13. April 1889 beim ungefilterten Wasser 3431, beim gefilterten dagegen 9102 Keime auf 1 cbcm.

der Sandschicht als 30 cm kann erfahrungsgemäss bei Ungleichheit der Filterhaut stellenweise eine zu grosse Filtergeschwindigkeit eintreten.

Der abgezogene Sand kann gewaschen und später unter Zusatz von neuem Sand (als Ersatz für den unvermeidlichen Abgang beim Waschen) wieder verwendet werden. Erst nach Verlauf von längerer Zeit (etwa jedes zehnte Jahr einmal) brauchen die unteren Schichten gereinigt zu werden.

Bei den unter der Filterschicht gelegenen Stützschichten ist die grösste zulässige Korngrösse dadurch bedingt, dass die Körner der oberhalb liegenden Schicht nicht durchfallen dürfen. Der grösste Zwischenraum zwischen sich berührenden kugelförmigen Körnern entsteht, wenn vier in einer Ebene gelegene Körner einander berühren. Ist D dereh Durchmesser, so besteht zwischen diesem und dem Durchmesser d der im Zwischenraum eingeschriebenen Kugel die Relation:

$$2\,D^2 = (D + d)^2, \text{ woraus}$$
$$D = 2,41\,d.$$

Da aber dieser Zwischenraum in der Regel durch eine Kugel vom gleichen Durchmesser D oben oder unten zugedeckt wird, so entsprechen dann die übrigbleibenden Zwischenräume der Berührung dreier Kugeln, in welchem Falle zwischen D und dem diesem Zwischenraum entsprechenden d das Verhältniss:

$$\tfrac{1}{2}\,D = \tfrac{1}{2}\,(D + d) \cos 30^\circ \text{ besteht, woraus}$$
$$D = 6{,}46\,d.$$

Man hat daher eine genügende Sicherheit gegen das Durchfallen der Körner einer oberen Schicht, wenn das Korn der unteren Schicht entsprechend einer üblichen Regel nicht mehr als etwa dreimal so dick ist als jenes der oberen Schicht. Dementsprechend ergeben sich, bei Annahme von etwa 0,7 mm mittlerer Korndicke des feinen Filtersandes, für die Tragschichten die in der nachfolgenden Tabelle angegebenen Korndicken, wo auch die üblichen Höhen der Schichten angedeutet sind:

Bezeichnung der Schichten.	Korndicke mm	Schichtenhöhe cm
Feiner Sand	0,7	30 bis 120
Grober Sand (Hirsensand) . .	2	3 — 5
Feinkies (Erbsenkies)	6	7 — 10
Grobkies (Bohnenkies)	18	7 — 10
Schotter (Wallnusskies)	54	10 — 15
Steine (faustgrosse)	162	20 — 25
	Gesamthöhe	77 bis 185 cm

Manchmal folgt unter der letztgenannten Steinschicht noch eine solche mit etwa kopfgrossen Steinen.

Die Druckhöhe (Überdruckhöhe) ist der Höhenunterschied zwischen der Wasserfläche über dem Filter und der Oberfläche des abgelaufenen Reinwassers im Filter, welches im allgemeinen ebenso hoch steht wie im Reinwasserbehälter, aber auch durch Absperrung des Abflusses höher aufgestaut werden kann. Die Höhenlage des Wasserspiegels über der Filterfläche (der Wasserstand) beträgt etwa 0,5 bis 1,6 m. Man kan teils durch Änderung des Wasserstandes, teils durch Regelung des Abflusses zum Reinwasserbehälter auch die Druckhöhe bzw. die davon abhängige Filtergeschwindigkeit regeln. Die Reinheit des Filtrats ist von der Druckhöhe nur durch deren Einfluss auf die Filtergeschwindigkeit abhängig.

Die Filtergeschwindigkeit steht im umgekehrten Verhältnis zur Reinheit des Filtrats, so dass eine desto kleinere Geschwindigkeit zulässig, je schwerer das Wasser zu reinigen ist. Nachdem aber anderseits die Geschwindigkeit gleich ist den Quotienten aus der gefilterten Wassermenge durch die Filterfläche, so muss im allgemeinen bei gegebener Wassermenge die Filterfläche umso grösser angenommen werden, je schwerer das Wasser zu reinigen ist bzw. je reiner es werden soll. Da ferner die Geschwindigkeit der Druckhöhe proportional ist, so ergibt sich durch die vorgenannte Veränderlichkeit der letzteren auch die Möglichkeit einer Regelung der Reinheit und der Menge des Filtrats.

Je nach der Beschaffenheit des Rohwassers, der Druckhöhe, der Beschaffenheit des Filters und der bedingten Reinheit des Filtrats, pflegt die Filtergeschwindigkeit etwa 63 bis 125 mm in der Stunde, oder 1 1/2 bis 3 m in 24 Stunden bzw. die Wassermenge 1 1/2 bis 3 cbm pro Tag und qm Filterfläche zu betragen. Hieraus ergibt sich die für eine bestimmte tägliche Wassermenge erforderliche Filterfläche. Im allgemeinen ist bei ein und demselben Filter die Geschwindigkeit zu verschiedenen Zeiten verschieden, je nach der Wasserentnahme aus dem Reinwasserbehälter und je nach dem Grade der Verschlammung des Filters, und wird namentlich nach der letzteren der Wasserstand über der Filterfläche gerichtet.

So betrug beispielsweise bei den sechs Filterbecken des Wasserwerkes von Helsingfors im Jahre 1898 bei Anwendung einer kleinsten und grössten Filterfläche von bzw. 1947 und 2925 qm die Geschwindigkeit im Maximum 142, im Minimum 33, im Mittel 76 mm in der Stunde. — Bei den Wasserwerken anderer Städte beträgt die zulässige Geschwindigkeit beispielsweise in Hamburg (alte Elbe) 73,5, (neue Elbe) 62,5 mm, London (Themse) 145 mm, Zürich (Züricher-See) 125—500 mm in der Stunde (ÖM. 1895, S. 357).

Nach den Erfahrungsgrundsätzen des kaiserl. Gesundheitsamtes in Berlin, nach welchen der Betrieb der Sandfilterung zu führen ist, um in Cholerazeiten Infektionsgefahren tunlichst auszuschliessen, soll die Geschwindigkeit 100 mm in der Stunde nicht überschreiten (DB. 1892, S. 509). — Dies gilt als allgemeine Vorschrift nach der Preuss. Ministerialverordnung vom 19.

März 1894, worin auch vorgeschrieben ist, dass die Stärke der Sandschicht mindestens 30 cm betragen und das Filtrat nicht mehr als 100 Keime im ccm enthalten darf.

Ausführung der Sandfilter.

Die Sandfilter werden entweder als unbedeckte, überdachte oder überwölbte Becken ausgeführt und im letzteren Falle mit Erde überdeckt. Die unbedeckten Filter haben den Vorzug der Billigkeit in der Anlage und dass Luft und Sonne die Desinfektion befördern, dagegen den Nachteil der Erwärmung des Wassers durch die Sonne und bei strengem Klima den Nachteil der mit der Eisbildung verbundenen Unzukömmlichkeiten. Bei stärkerer Eisbildung muss nämlich behufs Lüftung, oft auch zur Vermeidung eines schädlichen Schubes gegen die das Becken umschliessenden Mauern die Eisdecke durch Aufhauen von den Mauern isoliert gehalten, sowie zur Reinigung des Filters auch zeitweilig ganz beseitigt werden, was mit erheblichen Kosten verbunden sein kann. Da aber überwölbte Filterbecken verhältnismässig kostspielig und weniger gut zu lüften sind, so verdient in den meisten Fällen eine (eventuell heizbare) Überdachung den Vorzug. In England und Holland sind meistens unbedeckte Filter gebräuchlich, während sonst überwölbte Filter am meisten benutzt werden.

Die Filter sollen eine solche Höhenlage bekommen, dass sie ohne Zuhilfenahme von Pumpen entleert werden können. Um bei der jeweilig erforderlichen Reinigung des Filters diesen nicht gänzlich ausser Betrieb setzen zu müssen bestehen die Filter gewöhnlich aus mehreren Becken (Filterkammern), so dass immer eines oder mehrere zwecks Reinigung ausser Tätigkeit sein können. Es können dann immer etwa drei Becken ausser Tätigkeit sein, sodass eines in Entleerung, eines in Reinigung und eines in Wiederauffüllung begriffen sein kann. Bei stark verunreinigtem Rohwasser werden nebst diesen Filterbecken auch noch besondere Klärbecken angelegt, in welche das Rohwasser eventuell durch gröbere Vorfilter gelangt, und von wo es erst nach genügender Ablagerung den Filtern zugeführt wird.

Um an Umfassungswänden zu sparen werden die Becken in einer Reihe mit gemeinsamen Zwischenwänden angelegt. Es wird dann bei gegebener Gesamtfilterfläche F und gegebener Anzahl n der Becken die gesamte Länge L der Umfassungs- und Zwischenwände bei einem bestimmten Verhältnis der Seitenlängen der Becken am kleinsten. Ist nämlich b die Breite des Filters bzw. Länge der Becken und x ihre Breite, so ist:

$$F = n\,x\,b,$$

$$L = 2nx + (n+1)\,b = 2nx + (n+1)\frac{F}{nx},$$

$$\frac{dL}{dx} = 2n - \frac{n\,(n+1)\,F}{n^2 x^2} = 0,$$

$$x^2 = \frac{n+1}{2n^2}\,F = \frac{n+1}{2n}\,x\,b,$$

$$x = \frac{n+1}{2n}\,b.$$

Also ist für $n = 1,\ x = b$

$n = 2,\ x = \frac{3}{4}\,b$

$n = 3,\ x = \frac{2}{3}\,b$

$n = 4,\ x = \frac{5}{8}\,b.$

— — — — —

Die seitliche Begrenzung der Becken wird bei unbedeckten Filtern von befestigten Böschungen oder von Stützmauern gebildet. Die Sohle ist wasserdicht und mit einem kleinen Gefälle nach dem in der Mitte oder seitwärts angelegten Sammelkanal (Sammeldohle) anzuordnen. Seitlich vom letzteren, winkelrecht dagegen werden kleinere Saugkanäle oder Drains in Entfernungen von etwa 2 m angelegt, welche das durchsickernde Reinwasser aufnehmen und dem Sammelkanal zuführen. Letzterer mündet in einen Reinwasserbehälter (Reinwasserbrunnen). Zur Ableitung der sich in diesen Kanälen sammelnden Luft werden dieselben mit über die Wasserfläche emporgeführten Luftröhren versehen.

Taf. 9, Fig. 12. Überdachtes Sandfilter einfachster Art (finnische Staatsbahnen, Normalien der Uleåborgs-Bahn). Die Anlage ist unmittelbar in den Fluss oder See verlegt, woraus die Entnahme stattfinden soll, und besteht aus einem von Spundwänden umschlossenen, überdeckten Filterhaus von quadratischer Grundfläche, welches durch eine Spundwand in zwei gleich grosse Räume, die Filterkammer F und die Reinwasserkammer R abgeschieden ist. Zu ersterer findet das Rohwasser den Zutritt durch Öffnungen in der äusseren Spundwand. Zur Aufnahme des ablaufenden Reinwassers sind unter dem Filter zwei Sammelkanäle aus Steinplatten gebildet, welche durch Öffnungen in der Scheidewand in die Reinwasserkammer ausmünden. Die von letzterer ausgehende Rohrleitung ist an der Mündung mit einem Seiher S versehen.

„ „ Fig. 13. Überdachtes Filter der Station Aulendorf (Württemberg), bestehend aus einem Becken aus Stampfbeton mit hölzernem Dach. Sonst ist hier die Anordnung von gleicher Art wie im vorigen Falle (AB. 1873, Bl. 68).

„ „ Fig. 14—14_b. Überdachte Filteranlage der Wasserversorgung von Skutari-Kadikeui, bestehend aus drei Filterbecken von je 26,2 × 40 m Grundfläche, welche von Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk eingeschlossen und mit einem Holzdach überdeckt sind, das von einer Anzahl gemauerter Pfeiler getragen wird. Die Abdichtung der Sohle besteht aus Tonschlag von 12 cm und

einer Betonschicht von 20 cm Höhe. Das Filter besteht aus einer Sandschicht von 80 cm und einer Schotterschicht von 67 cm Höhe. In der Mitte des Filterbeckens befindet sich ein überwölbter Kanal, welcher oben eine Rinne *a* trägt (Fig. 14_b) für die Zufuhr des Rohwassers, während das Innere *b* als Sammelkanal für das Reinwasser dient, welches auf jeder Seite durch sieben Öffnungen *c* von 8 $\times$ 6 cm Weite eindringt. Dieser Kanal mündet in einen ausserhalb befindlichen Sammelbrunnen, von wo das Wasser nach einem Reinwasserbehälter abgeleitet wird. Das Zuleitungsrohr hat beim ersten Filter einen Durchmesser von 500 mm, beim zweiten 450 mm und beim dritten 400 mm, mit Abzweigungen von 300 mm Dmr. (NA. 1895, S. 18, Pl 7—8).

Taf. 9, Fig. $15-15_b$. Filteranlagen der Wasserversorgung von Helsingfors. Diese Anlagen bestehen aus einem älteren (seit 1877 bestehenden) unbedeckten Filter von kreisförmigem Grundriss von 52 m Durchmesser, und einem neueren daneben befindlichen überdachten Filter von rechtekiger Grundrissform (Fig. 15) von 43,6 $\times$ 43,0 m (bestehend seit 1893).

Das ältere Filter besteht aus drei durch radiale Scheidemauern von einander getrennten Filterbecken und einem in der Mitte befindlichen Reinwasserbrunnen. Diese Anlage hat den Nachteil dass sie im Winter wegen Eisbildung mitunter bis zu 1 Monat lang ausser Wirksamkeit gesetzt werden muss. Es bildet sich nämlich hier eine Eisdecke bis zu 1 m Dicke, welche behufs Lüftung und zur Vermeidung eines Zersprengens der Umfassungsmauern von diesen durch Aufhauen isoliert gehalten werden muss, was nebst der zeitweilig erforderlichen gänzlichen Beseitigung der Eisdecke, zwecks Reinigung des Filters, einen jährlichen Kostenaufwand von 2000 bis 4000 Frs. bedingt.

Man entschloss sich daher das neue Filter heizbar zu überdecken. Dasselbe besteht aus drei rechteckigen, vom Felsboden ausgesprengten Filterkammern, zwei von 41 $\times$ 10,4 und eine von 30 $\times$ 10,4 m und einem Reinwasserbrunnen von 7,5 $\times$ 6,5 m Grundfläche. Die Filterfüllung besteht oberst aus einer Sandschicht von 1,7 m Höhe, so dass nach einjährigem Gebrauch und etwa 9 bis 12 maligem Abschälen behufs Reinigung noch wenigstens 1 m Höhe erübrigt. Dieser ungewöhnlich grosse Kleinstwert der Sandhöhe ist dadurch bedingt, dass das Wasser durch fein verteilten Tonschlamm in hohem Grad verunreinigt ist, welcher Schlamm durch blosse Filterung schwer zu beseitigen ist. Es ist daher auch für die nächste Zukunft eine vorherige chemische Aufbereitung nebst Ablagerung beabsichtigt.

Auf die Filtersandschicht folgen drei Schichten Kies (Granitgrus) von je 10 cm Höhe, von bzw. Erbsen-, Bohnen- und Nussdicke und sodann zwei flachgelegte Ziegelschichten von zusammen 15 cm Höhe, wovon die obere mit 13 mm breiten Zwischenfugen und die untere mit Zwischenräumen von $^1/_2$ Stein Breite als Ablaufkanäle, winkelrecht gegen die oberen Fugen bzw. gegen den Sammelkanal *K* angeordnet ist. Diese Ziegelschichten kamen anstatt der sonst gebräuchlichen Steine zur Anwendung, da sie eine kleinere Höhe erfordern und leichter zu reinigen sind.

Die Zufuhr des Rohwassers geschieht vom Zuleitungsrohr *m* durch die unter der Sandschicht verlegten Rohre *a* von 305 mm Dmr., welche mittels dreier bzw. zweier Rohrstutzen *R* über der Sandschicht ausmünden. Zur Vermeidung eines Aufwirbelns des Sandes ist derselbe an diesen Stellen mit losen Zinkschirmen bedeckt. Das gefilterte Wasser fliesst von den Sammelkanälen *K* durch die Ablaufrohre b_1 und b_2 (306 mm Dmr.) durch Öffnen der bezügl. Hähne entweder zum Reinwasserbrunnen *S* oder unmittelbar zum Hauptableitungsrohr *n*. Im Brunnen münden die Rohre b_1 und b_2 in lotrechte Teleskoprohre *c*, durch welche die Druckhöhe bzw. die Filtergeschwindigkeit je nach Bedarf geregelt werden kann.

Die Überdachung besteht aus einer Eisenkonstruktion mit äusserer und in-

nerer Bretterverschalung und äusserem Asphaltfilzbelag, auf mannshohen Umfassungsmauern aus Ziegelmauerwerk in Asphalt. Hierdurch wird bei mässiger Heizung das Zufrieren des Wassers bei dieser Filteranlage vollkommen vermieden (TFF. 1894, S. 104).

Taf. 10, Fig. 1—1_b. Überwölbte Filteranlage der Wasserversorgung von Iglau. Die aus Ziegelmauerwerk mit innerer Quaderverkleidung ausgeführte Anlage umfasst drei Filterkammern *F* und zwei Reinwasserkammern *R*. Das Filter besteht aus einer Sandschicht *a* von 40 cm Höhe, einer Schotterschicht *b* von 10 cm, einer Schicht *c* von 60 cm Mächtigkeit mit faustgrossen, und schliesslich einer Schicht *d* von 100 cm Mächtigkeit mit kopfgrossen Steinen. Die letzteren zwei Schichten sind also hier übermässig hoch angenommen worden.

Die Entnahme des Rohwassers geschieht aus Sammelteichen, und zwar ist das Ende des Entnahmerohres (300 mm Dmr.) zum Boden eines Klärbeckens *K* von 17,3 m Tiefe (sog. Kühlschachtes) niedergeführt, wo die Temperatur des Wassers um 6,8 bis 10,5° C. niedriger sein soll als an der Oberfläche (Fig. 1).

Behufs Ventilation sind die Gewölbe mit Luftschächten *L* versehen. Für jeden für sich abgeschlossenen Raum ist ein einziger Schacht genügend, indem bei mehreren die Luft im Inneren zur Winterzeit nur unnötigerweise abgekühlt wird, im Sommer aber die innere kältere Luft durch die Schächte doch nicht aufsteigt, ausser wenn sie bei steigendem Wasserstande hinausgepresst wird (ÖZ. 1888—CBl. 1890, S. 316).

„ „ Fig. 2—2_a. Unbedecktes Filter mit überwölbtem Reinwasserbehälter der Carlstadt-Fiume Bahn (Station Ŝkrad). Dieser Behälter dient hier zugleich als Hochbehälter, von wo das Wasser mit natürlichem Gefälle nach der Verbrauchsstelle abfliesst. Der Sammelkanal ist hier nicht in der Mitte des Filterbeckens, sondern seitlich angelegt. Das Rohr *A* für die Zufuhr des Rohwassers kann durch das Rohr *C* mit dem vom Behälter ausgehenden Rohr *Q* unmittelbar verbunden werden, was bei ungenügendem Wasservorrat im Behälter (bei Feuersbrünsten usw.) erforderlich sein kann (ÖZ. 1886, Taf. XII).

„ „ Fig. 3—3_d. Unbedeckte Filteranlage der Wasserversorgung von Leyden. Hier wird das Rohwasser mittels Pumpen *P* aus Sammelteichen *A* entnommen und zu den Filterbecken *F* befördert, von wo das Reinwasser in den Sammelbrunnen *B* abläuft, um von hier mittels der Druckleitung *C* weiter befördert zu werden. Die Filterbecken (Fig. 3_a—3_c) sind durch gepflasterte Böschungen eingefasst und haben einen wellenförmigen Boden, in dessen Täler die aus Hohlziegeln gebildeten Saugkanäle *b* verlegt sind. Diese münden in den mit dem Luftrohr *L* versehenen gewölbten Sammelkanal *c* (HZ. 1879, Bl. 790—GC. 1888, Pl. XXVI).

„ „ Fig. 4—4_a. Filteranlage der Vecht-Wasserleitung von Amsterdam. Die Sohle ist hier mit Tonschlag von 0,3 m Dicke und Beton von 0,15 m Dicke abgedichtet, während die 1 : 1 $^3/_4$ geneigten seitlichen Böschungen mit Tonschlag und Betonschüttung von je 0,3 m Dicke nebst einer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk befestigt sind. Die Sohle ist wellenförmig, mit in die Vertiefungen eingelegten durchlöcherten Tonröhren, welche mit je einer Schicht von grobem Kies (10 cm), feinem Kies (5 cm) und grobem Sand (15 cm) überschüttet sind, worauf die aus feinem Sand bestehende eigentliche Filterschicht von 90 cm Höhe folgt. Die Drainröhren leiten das Filtrat in einen seitwärts gelegenen gewölbten Sammelkanal, welcher mit einem längs der Böschung geführten Luftrohr *L* versehen ist (CBl. 1888, S. 148).

„ „ Fig. 5—5_b. Filteranlage des Wasserwerkes von Altona (ursprüngliche Anlage 1859—73), bestehend aus einem offenem doppelten Klärbecken *A* (Fig. 5), den offenen Filterbecken *B* und dem überwölbten, mit Erde überdeckten Reinwasserbehälter *R*. Das Rohwasser gelangt vom Zuleitungsrohr *D* in ein Vor-

becken und von hier durch zwei mit kleinen Steinen gefüllte Grobfilter *b* in die zwei Abteilungen *A* des Klärbeckens. Von hier gelangt es nach genügender Ablagerung zu den tiefer gelegenen Filtern *B*. Fig. 5_a zeigt die Anordnung des Klärbeckens und der Filterbecken im Querschnitt, welche an der Sohle mit einem Tonschlag von 0,4 bis 0,5 m Dicke gedichtet, mit flachgelegten Backsteinen abgedeckt und durch Stützmauern eingefasst sind. Fig. 5_b zeigt die Anordnung des Reinwasserbehälters (Reservoirs). Später (in den siebziger und achziger Jahren) wurde die Anlage bedeutend erweitert, indem zu beiden Seiten dieses Reservoirs noch je ein, und unterhalb desselben noch weitere sechs ebensogrosse Filter und noch ein zweites gleichgrosses Reservoir hinzukamen.

Die Zusammensetzung der Filter besteht aus: grobem, scharfem Sand von 1 bis 1 $^1/_2$ mm Korngrösse (92 cm), erbsengrossem Kies (7,5 cm), Kies von Bohnengrösse (7,5 cm), Kies von Wallnussgrösse (8 cm), eigrossen Steinen (15 cm), faustgrossen Steinen (22 cm) und grösseren Steinen von 13 bis 22 cm Dmr. (30 cm). Zusammen 182 cm, darüber 123 cm Wasser (KKw.—Hamburg u. s. Bauten 1890).

Taf. 10, Fig. 6. Filter mit gebrochener, im unteren Teil steilerer Böschung (Liverpool), wodurch die Gewinnung eines möglichst grossen Raumes für die Filterfüllung bezweckt ist. Es ist dies eine in England übliche Anordnung, welche mit Rücksicht auf den Gegendruck der Filtermassen gegen den Erddruck als zulässig erscheint (Kkw.).

„ „ Fiz. 7, Überwölbte Filteranlage, wobei sich der Reinwasserbehälter *R* unter den Filterräumen *F* befindet (Marseille). Oberhalb befindet sich eine Gartenanlage (Kkw.).

Betrieb der Sandfilter.

Zur ständigen Erhaltung eines geeigneten Filtrats ist bei den Sandfiltern eine der jeweiligen Beschaffenheit des Wassers und dem Grade der Verschlammung des Filters entsprechende Regelung der Filtergeschwindigkeit bzw. der dieselbe bedingenden Druckhöhe oder des Filterdruckes erforderlich. Da die Druckhöhe gleich ist dem Unterschied der Wasserstände des Rohwassers über dem Sande und des Reinwassers in der Reinwasser-Kammer, so gilt es hierbei diese Wasserstände entsprechend der jeweilig erforderlichen Filtergeschwindigkeit zu regeln. Dies geschieht beim Zufluss des Rohwassers entweder durch Handkraft mittels eines Absperrschiebers oder selbsttätig mittels eines Schwimmerventils, während in der Reinwasserkammer entweder gleichfalls nur ein Schieber, oder (bei grösseren Anlagen) ein an der Mündung des Auslaufrohres angebrachtes lotrechtes Teleskoprohr zur Anwendung kommt, über dessen verschiebbare Oberkante, oder durch unter derselben angebrachte Aichöffnungen das Wasser immer in bestimmter Menge abfliesst. Dieses Rohr ist entweder an einem durch Handkraft zu bewegenden Hebewerk aufgehängt (z. B. in Helsingfors), oder wie im folgenden Beispiel zur selbsttätigen Regelung an einem Schwimmer befestigt.

Taf. 10, Fig. 8. Filteranlage des Wasserwerkes von Bremen. Bei dieser

Anlage neueren Datums wird das der Weser entnommene Rohwasser durch mechanische Vorklärung in offenen Klärbecken und unter gewöhnlichen Verhältnissen durch einfache Sandfilterung in offenen Filterbecken zu Trinkwasser verarbeitet, und sowohl die Zufuhr des Rohwassers als auch der Filterdruck durch selbsttätige Vorrichtungen geregelt. Ersteres geschieht durch das an der Mündung der Rohwasserleitung *a* angebrachte Schwimmerventil *b* und letzteres durch das am Schwimmer *c* aufgehängte Teleskoprohr *t* des automatischen Filterdruckreglers in der Reinwasserkammer. Wenn die eingestellte Filtergeschwindigkeit nicht verändert wird, so passt sich der Filterdruck der zunehmenden Verschlammung des Filters selbsttätig an; wird eine andere Filtergeschwindigkeit eingestellt, so ändert sich der Filterdruck sofort angemessen. Schwankt der Rohwasserspiegel, so wird hierdurch der Filterdruck nicht beeinflusst, sondern der Regler reguliert ohne weiteres um das Mass dieser Schwankung. Sowohl die Filtergeschwindigkeit als auch der Filterdruck können an Pegeln *d* und *e* in der richtigen Grösse ohne Umrechnung abgelesen werden. Von diesen Pegeln ist ersterer selbstregistrierend, indem die Bewegungen des Teleskoprohres in üblicher Weise auf eine sich drehende Uhrwerkstrommel *T* aufgezeichnet werden (vrgl. „Wasserbau" I. Teil, 2. Aufl. S. 28), während der Filterdruckpegel *e* aus einer am Schwimmer des Teleskoprohres befestigten, also mit diesem beweglichen Messlatte *1* und einem Zeiger *2* besteht, welcher mit einem im Rohwasser *f* befindlichen Schwimmer in Verbindung steht. Hierdurch kommen bei diesem Pegel die Höhenveränderungen beider Wasserspiegel vereinigt zum Ausdruck.

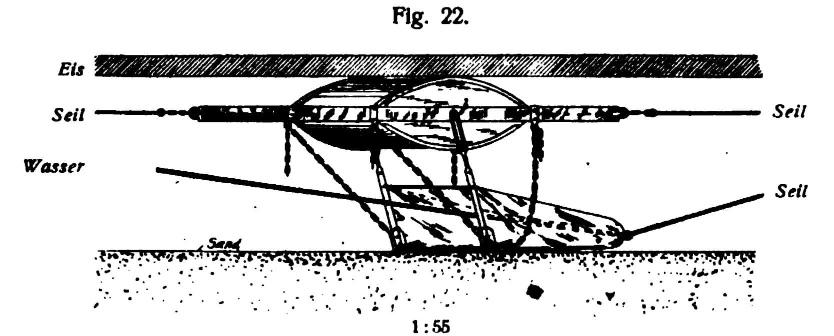
Die Mündung des Rohwasserzulaufes *g* ist hier mit Rücksicht auf die Veränderlichkeit der Sandschichthöhe mit abnehmbaren Ringen versehen. Ferner ist *h* der mittels Schieber absperrbare Rohwasserleerlauf, *i* der Reinwasserablauf zur Reinwasserkammer (mit Schieber), *k* die Reinwasserleitung und *l* der Filtrat-Leerlauf. Das Filter setzt sich zusammen aus einer Sandschicht *m* (120 cm), einer Kiesschicht *n* (30 cm) und aus Steinen *o* (30 cm), deren Zwischenräume als Kanäle dienen. *p* ist der Hauptsammelkanal des Filters (JfG. 1907, Nr. 6—vrgl. JfG. 1890, S. 541).

Taf. 10, Fig. 9. Doppelfilterungsanlage des Wasserwerkes von Bremen. Die oben beschriebene Anlage mit Einfachfilterung liefert unter gewöhnlichen Verhältnissen ein klares Filtrat, das weniger als 100 Bakterien im ccm enthält. Bei Hochwasser aber, wobei das Rohwasser sehr trübe und stark bakterienhaltig ist, oft auch moorig braun gefärbt erscheint, genügt die einfache Filterung nicht mehr, sondern wird Doppelfilterung und Vorklärung mit schwefelsaurer Tonerade angewendet, und zwar die eine oder die andere, oder auch beide zugleich. Bei dieser Doppelfilterung (nach dem patentierten Verfahren von E. Götze) wird nebst den oben beschriebenen, für die Erzeugung des aus dem Vorfilter *A* kommenden ersten Filtrats (Vorfiltrats) *r* angewendeten Regelungsanlagen noch ein Heber *u*, und zu dessen Ingangsetzung ein Wasserstrahlapparat *v* zur Überführung des ersten Filtrats in das Nachfilter *B* benutzt. Letzteres liefert dann das zweite Filtrat (Doppelfiltrat) *s*. Hierbei wird die Reinwasserleitung des Vorfilters *k* abgesperrt gehalten. Die höher als die Filter liegende Überlaufkante des Hebers *u* macht Rücklauf von Rohwasser vom Filter *B* nach *A* unmöglich (JfG. 1907, Nr. 6—1903, S. 965).

Das Abschälen der Schlammdecke von der Oberfläche der Filter geschieht unter gewöhnlichen Verhältnissen nach Absenkung des Wassers unter die Filterfläche, durch Abstechen der obersten Sandschicht mittels Schaufel. Im Winter muss daher zu dem Zwecke die Eisdecke entfernt werden. Nachdem aber dies mit Kosten verbunden ist, und auch hierbei nach der Absenkung des Wassers

das Abschälen der einfrierenden Sandschicht erschwert wird, so können diese Nachteile vermieden werden, wenn die Abschälung unter der Eisdecke vorgenommen wird, wie dies z. B. bei den Filteranlagen in Hamburg geschieht.

Fig. 22.



Sackbagger mit Schwimmer zum Abschälen der Filterhaut unter der Eisdecke.

Hierbei wird die in Textfig. 22 ersichtliche Vorrichtung benutzt, bestehend aus einem Sackbagger (vrgl. Grundbau 2. Aufl. S. 56), dessen Bügel durch zwei stellbare Hängeeisen und zwei Ketten an einem Schwimmer befestigt ist, der sich gegen die untere Fläche der Eisdecke legt. Derselbe wird durch Seile hin- und hergezogen, wobei sich der von der Schneide des Bügels abgeräumte Schlamm im Sacke sammelt. Der Apparat hat eine Breite von 1,2 m.

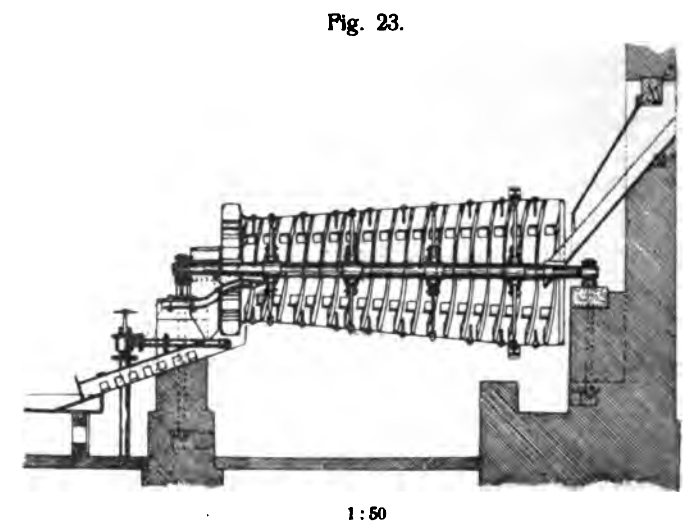
Diese im Jahre 1897 ausgeführten Filteranlagen von Hamburg umfassen 4 Klärbecken nebst 22 Filterbecken. Erstere haben 350 m Länge und im Mittel 120 m Breite und sind mit Böschungen (1 : 3) eingefasst, die mit Lehmschlag und zweifacher Ziegelschicht gedichtet und befestigt sind. Dieselben werden abwechselnd gefüllt und verbleibt das Wasser darin etwa 20 Stunden ruhig liegen, worauf die Entleerung bis zu 1 m Höhe über der Sohle des Beckens erfolgt. Der übrigbleibende Teil des Beckens dient als Behälter für den abgelagerten Schlamm, der in Zeiträumen von etwa 1 bis 1 $^1/_2$ Jahren entleert wird. Die Filter sind gleichfalls von Böschungen (1 : 2) eingefasst, die unter Wasser durch zwei Ziegelschichten, über Wasser aber mittels Zementplatten befestigt sind; sie enthalten 1,0 m Sand und 0,6 m Kies. Die neueren Filter enthalten unterst zwei Ziegelschichten mit offenen Fugen. Der Wasserstand über dem Filter beträgt 1,1 m und die Filtergeschwindigkeit im Mittel 40 bis 70 mm in der Stunde. Wenn nach einer Reinigung neuer Sand aufgefüllt wird, so geschieht die Wasserzufuhr zuerst von unten, um die Unreinigkeiten aus dem Sande fortzuspülen (TFF. 1904, S. 32).

Der von den Filtern abgehobene schlammhaltige Sand wird durch Waschen gereinigt, um dann wieder verwendet zu werden. Zu dem Zwecke werden verschiedene durch Maschinenkraft getriebene Apparate, meistens eine Waschtrommel von ähnlicher Art wie die Beton-Mischtrommeln verwendet. Die nachstehende Textfigur 23 zeigt die Anordnung einer solchen Trommel, wie sie beim Wasserwerke in Kopenhagen benutzt wird.

Dieselbe wird durch einen Peltonmotor für Wasserleitungswasser getrieben, wobei das Abwasser des Motors als Spülwasser in die Trommel fliesst (TFF. 1904, S. 41).

Eine andere, vielfach benutzte Art der Sandwäsche gründet sich auf die Anwendung von Ejektoren von gleicher Art, wie sie z. B. bei Gründungen als Wasserstrahl-Sandpumpen benutzt werden (s. „Grundbau“ 2. Aufl. S. 75 & 340).

Fig. 23.



1 : 50

Sandwaschtrommel.

Taf. 10, Fig. 10. Sandwasch-Ejektor des Wasserwerkes von Hamburg. Die Anlage besteht aus zwei Reihen von je 7 derartigen Ejektoren. Der von einem trichterförmigen Behälter *A* in den ersten Ejektorbehälter *B* abgleitende unreine Sand wird von dem im Förderrohre *R* emporsteigenden Wasserstrahl mitgerissen und dabei ausgewaschen. Dieses Rohr mündet oben in eine geneigte hölzerne Rinne, von wo das unreine Wasser abfliesst, während der Sand in den Behälter des zweiten Ejektors abgleitet usw., so dass er in die letzte Rinne zum grössten Teil gereinigt gelangt, wo er noch durch entgegengerichtete Brausen durcheinander gewirbelt wird. Der Apparat reinigt stündlich 4 cbm Sand (TFF. 1904, S. 33).

b. Filter anderer Art.

Bei anderen, mit mehr oder weniger gutem Erfolg zur Anwendung gekommen Arten von Filtern, werden anstatt des Filtersandes teils andere lose Massen zur gleichzeitigen Erreichung einer chemisch reinigenden Wirkung auf das Rohwasser, oder zur Ermöglichung einer grösseren Filtergeschwindigkeit als sie durch die Schlammhaut zu erreichen ist, teils besonders hergestellte Filterkörper zur Erreichung einer grösseren Filterfläche als sie bei gegebener Grundfläche durch die Sandfilter zu erreichen ist, benutzt. Zu den Anlagen der ersteren Art gehören die Filter, bei denen eine in der Sandschicht eingebettete Schicht von Kohle (meistens Knochenkohle), Eisenschwamm (Hammerschlag) u. dgl. als reinigende Mittel zur Anwendung kommen, sowie die später besproche-

nen „amerikanischer Schnellfilter“, bei denen die Schlammhaut durch eine Schicht von aus dem Wasser ausgefällten Stoffen gebildet wird. Zu der letzteren Art gehören die sog. Wormser Plattenfilter von F. Fischer.

Wiewohl dieses in grösserem Masstab zuerst bei dem Wasserwerk Worms anfangs der neunziger Jahre und dann auch an einigen anderen Orten eingeführte System den Erwartungen nicht entsprochen hat, so erbietet dasselbe dennoch soviel Interesse, dass es verdient hier in Kürze besprochen zu werden.

Taf. 10, Fig. 11—11_b. Anordnung der Filterplatten, wie sie ursprünglich in Worms zur Anwendung kamen. Dieselben bestanden aus künstlich erzeugten Steinplatten von 1 m Seitenlänge und 10 cm Dicke, von denen je zwei am Rande durch einen 8 cm breiten und 1,5 cm dicken Dichtungsstreifen mit einander verbunden und verschraubt wurden, so dass zwischen ihnen ein entsprechender Hohlraum übrig blieb. Diese Doppelplatten (Elemente) wurden dann am Boden des Filterbeckens dicht neben einander in Reihen vertikal aufgestellt und der Hohlraum mit einem darunter befindlichen Sammelrohr *S* in Verbindung gebracht, wobei sie mittels eines Gummiringes durch das eigene Gewicht abgedichtet und an beiden Seiten untermauert waren, so dass der Gummiring nur zur Hälfte zusammengedrückt war. Oben standen die Elemente mit einem Entlüftungsrohr *L* in Verbindung. Bei Füllung des Beckens mit Rohwasser bis zu entsprechender Höhe über den Platten, sickert dieses durch dieselben hindurch und sammelt sich im inneren Hohlraum als Reinwasser.

„ „ Fig. 12—12_a. Gewöhnliche Art der Anwendung des Systems, wobei meistens je zwei Elemente auf einander gestellt sind.

Die Platten werden aus reinem Quarzsand erzeugt, welcher mit einer entsprechenden Menge von Glaspulver als Bindemittel gemischt, in Formen gebracht und bis zu einer Temperatur von 1000 bis 1200° erhitzt wird. Später wurden solche Doppelplatten auch aus einem Stück, mit ausgespartem Hohlraum hergestellt und mit einem am oberen Ende angebrachten Sammelrohr in Verbindung gebracht.

Derartige Sandplatten-Filter können, unter Voraussetzung der richtigen Porosität des Materials, ebenso gut funktioniren wie die Sandfilter, und haben diesen gegenüber den Vorteil, dass sie bei gleicher Grundfläche eine ungef. viermal so grosse Filterfläche erbieten wie jene, nebstdem ihre Reinigung einfacher und bequemer vor sich geht. Dies geschieht nämlich durch Rückspülung in der Art, dass von einem entsprechend hoch angebrachten Behälter reines Wasser in den Hohlraum eingepresst wird, so dass es den der Filterung entgegengesetzten Weg nimmt, also von innen nach aussen, wodurch die eingedrungenen Unreinlichkeiten hinausgewaschen werden. Wird statt Wasser Dampf verwendet, so können hierdurch die Platten vollständig sterilisiert werden. Die Ergiebigkeit kann durch Einstellen von verschiedenen Druckhöhen geregelt werden.

In Wirklichkeit scheint aber eine solche Reinigung der Platten nicht durchführbar gewesen zu sein, ohne dass dieselben infolge der Abnahme der Ergiebigkeit bald unbrauchbar wurden. So musste beispielsweise eine solche im Jahre 1898 bei der Wiental-Wasserleitung in Tullnerbach bei Wien mit einem Kostenaufwand von 1 300 000 Frs. errichtete Anlage mit ca. 6000 Elementen infolge dieses Übelstandes schon im Jahre 1902 als unbrauchbar kassiert und durch Sandfilter ersetzt werden (ÖZ. 1897, S. 244—ÖWföB. 1908, S. 110).

3. Wasserreiniger für gewerbliche Zwecke.

Bei dem zu gewerblichen Unternehmungen erforderlichen Wasser müssen mit Rücksicht auf die verschiedenen Erzeugnisse (in Papierfabriken, Färbereien usw.) und für den Betrieb oft auch Beimengungen beseitigt werden, welche beim Trinkwasser als zulässig erscheinen können. Letzteres ist der Fall, bei dem für den Dampfkesselbetrieb erforderlichen Wasser, welches zur Vermeidung der für den Kohlenverbrauch und die Explosionsgefahr schädlichen Kesselsteinbildung möglichst weich, also möglichst frei von mineralischen Stoffen (Salzen) sein soll. Daher ist Brunnenwasser, welches gewöhnlich unmittelbar als gutes Trinkwasser zu verwenden ist, für den Dampfkesselbetrieb meistens nicht geeignet, ohne vorher von den Salzen befreit zur werden.

Der Vorgang bei dieser Wasserreinigung besteht nun darin, dass die zu beseitigenden Stoffe gewöhnlich zuerst durch Chemikalien ausgefällt und dann durch Klärung und Filterung abgeschieden werden. Dort wo eine solche chemische Aufbereitung erforderlich ist geschieht dies in besonderen Gefässen durch Zusetzen von Chemikalien in bestimmten Verhältnissen, worauf das so behandelte Rohwasser, (allenfalls aber auch ohne einer solchen Behandlung) in Apparate geleitet wird, wo es entweder nur der mechanischen Klärung, oder der Klärung und Filterung unterzogen, eventuell auch nur gefiltert wird.

Diese Apparate sind Behälter, wo die Klärung entweder in einem langsam aufsteigenden oder im ab- und aufsteigenden Wasserstrom durch Absetzen der Schlammteilchen am Boden des Behälters usw. stattfindet, von wo der Schlamm von Zeit zu Zeit entleert wird. Das abgeklärte Wasser kommt dann entweder unmittelbar oder erst nach Passierung eines oder mehrerer Filter als Reinwasser zum Abfluss. Als Filterfüllungen werden die vorgenannten Massen (S. 107) benutzt. Von den zahlreichen Anordnungen solcher Wasserreiniger mögen im folgenden einige angeführt werden (Zdl. 1906, Nr. 48—Dinglers Polyt. Journ. 1906, H. 45).

Taf. 10, Fig. 13. Klärbehälter mit schrägen Wandungen für aufwärts fliessenden Wasserstrom. Hierbei kommt das Wasser in den einzelnen, durch die schrägen Flächen gebildeten Kammern zur Ruhe, infolgedessen die Schlammteilchen auf die schrägen Flächen herabsinken. Die Zufuhr des Rohwassers geschieht unten bei *a* und der Abfluss des Reinwassers oben bei *b*. Der Schlamm sammelt sich im trichterförmigen Boden und wird durch den Schlammablass *c* entfernt. Diese Anordnung zeichnet sich durch Einfachheit aus, hat aber den Nachteil, dass die von den schrägen Flächen abgleitenden Schlammteilchen durch den aufsteigenden Wasserstrom hindurch müssen, und so wieder aufgewirbelt werden.

„ „ Fig. 14. Klärbehälter mit ab- und aufsteigendem Wasserstrom in der einfachsten Form.

„ „ Fig. 15—15_a. Klärbehälter, Patent Tschentschel. Derselbe besteht aus mehreren ineinander gesetzten Gefässen mit schrägen Wandungen, deren

jedes einen besonderen Schlammablass hat. Hierbei wird bezweckt, den Weg der sinkenden Schlammteilchen möglichst abzukürzen und sie auf den schrägen Flächen schnell zu den Schlammsammelstellen niederzuführen.

Taf. 10, Fig. 16. Klär- und Filterbehälter, wobei sich das Rohwasser in einem Rohre in der Mitte des Behälters nach unten bewegt und ausserhalb desselben wieder emporsteigt, und oben das kurz vor dem Reinwasseraustritt angebrachte Filter passiert. Diese Anordnung (wie auch die folgenden drei) hat den Nachteil, das der absteigende Wasserstrom gerade an der Stelle, wo für die Schlammabscheidung die grösste Ruhe erforderlich wäre, aus dem Rohre austritt und umkehrt, wodurch der Schlamm aufgewühlt wird. Um diese Strömung über der Schlammsammelstelle möglichst zu mindern ist das Rohr nach unten konisch erweitert, infolgedessen also die Geschwindigkeit der Strömung nach unten abnimmt.

„ „ Fig. 17. Klär- und Filterbehälter, Patent Desrumaux, wobei das Wasser während der Aufwärtsbewegung durch spiralförmig ansteigende Bleche in dünnere Schichten zerlegt, und dadurch sowohl seine Geschwindigkeit verringert, als auch der Weg der Niederschläge abgekürzt wird.

„ „ Fig. 18. Klär- und Filterbehälter mit mehrfach ab- und aufsteigendem Wasserstrom, durch eine Reihe von ringförmigen Einsatzzylindern, wobei die Durchmesser der Zylinder so gewählt sind, dass sich der Wasserstrom schnell nach unten und langsam aufwärts bewegt, und dass die Geschwindigkeit umso geringer wird, je mehr sich der Wasserstrom der Austrittstelle nähert. Jeder der ineinander liegenden Behälter hat einen besonderen Schlammablass.

Taf. 11, Fig. 1. Wasserreiniger von Paul Zobel in Berlin, mit mehreren neben einander angeordneten Klär- und Filterableitungen, welche der Wasserstrom nacheinander passiert. Hierbei ist gleichzeitig eine die Ablagerung der Schlammteilchen befördernde Erwärmung des Wassers mittels hindurchgeleiteter Dampfrohre vorgesehen.

„ „ Fig. 2. Filter der Firma H. Breuer & Cie. in Höchst a. M. Hierbei kommen Filterelemente von gleicher Art und Wirkungsweise wie bei den oben geschilderten Wormser Plattenfiltern zur Anwendung. Der Apparat besteht aus einem geschlossenen Gefäss, welches durch eine von den Filterelementen gebildete wagrechte Zwischenwand in zwei Kammern abgeteilt ist. In die untere derselben, die sog. Filterkammer, wird das Rohwasser bei *a* eingeleitet, durchdringt die Filterelemente und sammelt sich als Reinwasser in der darüber befindlichen Abteilung, von wo es bei *b* abgeleitet wird. Hierbei sinken die schweren Schlammteilchen unmittelbar nach dem Eintritt in die Filterkammer zu Boden, während sich die leichteren an die äusseren senkrechten Flächen der Filterelemente ansetzen, von wo ein Teil auch allmählich zu Boden sinkt, während der haftenbleibende Teil von Zeit zu Zeit durch die vorbeschriebene Rückspülung ausgewaschen, und durch den Schlammhahn *c* fortgespült wird.

„ „ Fig. 3. Getrenntes Filter, ohne oder mit getrennter vorheriger Ablagerung. Dabei ist der Behälter *a* durch ein Siebblech *b* in zwei Abteilungen geteilt, von denen die obere die Filtermasse *c* enthält, während die untere als Reinwasserbehälter dient. Das Rohwasser tritt durch das Rohr *d* über der Filtermasse ein und wird gereinigt bei *e* entnommen. Für die Reinigung des Filters ist eine Leitung *f* mittels eines Dreiwegehahnes *g* an das Zuleitungsrohr *d* angeschlossen, wodurch das Wasser die Filtermasse von unten nach oben durchströmt, diese auswäscht und bei *i* abfliesst. Hierbei wird zur Unterstützung des Auswaschens die Masse durch ein mit der Hand oder gewöhnlich durch Maschinenkraft angetriebenes Rührwerk *h* umgerührt.

4. Die chemischen Reinigungsmethoden.

Die chemische Reinigung umfasst die Behandlung des Wassers durch Chemikalien behufs Beseitigung von mechanisch beigemengten Stoffen, welche durch blosse Ablagerung und Filterung nicht zu beseitigen sind und von aufgelösten Stoffen, welche bei den verschiedenen Verwendungen des Wassers unzulässig sein können. Hierbei werden diese Stoffe durch die Einwirkung der Chemikalien ausgefällt und dann entweder durch Klärung allein, durch Filterung allein oder auch durch beides vereinigt beseitigt.

Beim Trinkwasser sind die chemisch auszuscheidenden Stoffe, je nachdem es Oberflächen- oder Grundwasser ist, im ersteren Falle gewöhnlich fein verteilter, durch Klärung und Filterung nicht auszuscheidender Ton und vegatabilische Farbstoffe, und bei Grundwasser Eisenoxydul, während bei dem zu gewerblichen Zwecken dienenden Wasser sowohl die Ausscheidung dieser als auch anderer Stoffe, namentlich von kohlensauren und schwefelsauren Kalk- und Magnesia-Verbindungen erforderlich sein kann (Weichmachung).

a. Die chemische Ausfällung.

Die Fällung von Tonschlamm und von moorigen Farbstoffen geschieht gewöhnlich durch einen Zusatz von schwefelsaurer Tonerde (Alaun), basichem Eisenchlorid, Eisenoxydsulfat, oder von metallischem Eisen, nach dem Verfahren von Andersson. Bei letzterem Verfahren lässt man z. B. in Antwerpen, das Rohwasser zuerst in mehrere horizontale zylindrische Behälter fliessen, welche mit Rührschaufeln versehen und teilweise mit Gusseisen-Bohrspänen oder besonders gegossenen kleinen Eisenkugeln gefüllt sind. Nach ungef. 5 Minuten langer Umdrehung der Behälter wird das Wasser wieder ausgelassen und beim Austritt mit Luft gemengt (durch Einpressen mittels eines Injektors oder Roots-Gebläses), worauf es in langen offenen Rinnen und über mit Koks belegte Treppen in Klärbecken abfliesst. Nachdem es hier ca. 6 Stunden lang gestanden, wird es durch gewöhnliche Sandfilter gefiltert. Man erhält hiedurch aus einem trüben und braunen Rohwasser ein klares Filtrat.

Diese reinigende Eigenschaft des metallischen Eisens dürfte darauf beruhen, dass das entstehende Eisenoxydhydrat, als ein colloidaler Stoff, die fein verteilten Beimengungen des Wassers umhüllt und dieselben beim Fällen mit sich nimmt. Es ist aber auch dieses Verfahren nicht überall anzuwenden. So ergaben beispielsweise diesbezügliche Versuche beim Wasserwerk in Helsingfors (bei ungefähr gleichartiger Verunreinigung wie in Antwerpen) keinen günstigen Erfolg. Es dürfte hierbei namentlich die Härte des Wassers von Einfluss sein, welches in Antwerpen sehr hart, in Helsingfors dagegen äusserst weich ist (Tkn. 1892).

Bei der am meisten gebräuchlichen Verwendung der schwefelsauren Tonerde verbindet sich die Schwefelsäure mit dem im Wasser immer mehr oder weniger enthaltenen Kalk oder Magnesia, unter Ausscheidung von Tonerdehydrat in Form von gallertartigen Flocken. Diese ziehen, wie ähnliche Fällmittel, während sie sich ausscheiden, Suspensionen aller Art, trübende Bestandteile des Wassers, Bakterien und Farbstoffe an sich und entfernen sie, indem sie zu Boden sinken, zum grössten Teil aus dem Wasser. Das soweit geklärte Wasser enthält dann noch die nicht zu Boden gerissenen, noch suspendierten Trübungen und Bakterien an fein verteilte Tonerdeflocken gebunden, die sich durch Filtration leicht beseitigen lassen.

Bei der oben besprochenen Reinigung des Weser-Wassers in Bremen wird die schwefelsaure Tonerde im Verhältnis 1 : 25000 bis 1 : 50 000 verwendet. Die Zumischung geschieht in der Weise, dass in einigen Fässern oder sonstigen Behältern schwefelsaure Tonerde (Alaun) mit Wasser zu einer starken Lösung und bestimmter Sättigung aufgelöst wird. In einer zweiten Reihe von Fässern wird diese Lösung verdünnt und nach dem Aräometer auf den bestimmten Sättigungsgrad 1 : 5 gebracht, wovon dann 1 : 5000 bis 1 : 10 000 dem Rohwasser zugesetzt wird. Der Verbrauch an schwefelsaurer Tonerde betrug im Betriebsjahre 1895 rund 70 000 kg für 10 325 Rmk.; für 1 cbm geförderten Wassers betrugen diese Kosten 0,092 Pfennig.

Bei der Anwendung von schwefelsaurer Tonerde ist es von Wichtigkeit, dass davon dem Wasser keine grösseren Mengen zugeführt werden, als im Wasser Kalk vorhanden ist, um die gesamte Schwefelsäure der Lösung (durch die Bildung von Gips) zu binden, da widrigenfalls das Wasser durch die Lösung verunreinigt wird. Es ist daher in jedem einzelnen Fall eine Untersuchung erforderlich, in welchem Verhältnis der Zusatz äusserst zulässig ist. In Bremen kann das Weserwasser nach den ausgeführten Untersuchungen je nach seiner schwankenden Zusammensetzung einen Zusatz von 1 : 200 bis 1 : 600 vertragen, daher der zur Anwendung kommende Zusatz von 1 : 25000 eine genügende Sicherheit erbietet, dass nicht etwa durch ein Versehen grössere Mengen schwefelsaurer Tonerde in das Wasser gelangen als es vertragen kann (JfG. 1907, Nr. 6).

b. Weichmachung.

Bei dem zu gewerblichen Zwecken erforderlichen Wasser ist ausser der Beseitigung von tonigen Schlammteilen und Farbstoffen der vorgenannten Art oft auch, die Ausscheidung von Salzen, namentlich doppelt kohlensauren und schwefelsauren Kalk- und Magnesiaverbindungen bzw. Weichmachung des Wassers (zur Vermeidung von Kesselsteinbildung usw.) erforderlich. Hierzu werden als Fällmittel vorzugsweise Aetzkalk (gebrannter Kalk), Aetznatron, kohlensaurer Baryt und Soda verwendet. Der Aetznatron vereinigt die Wirkung des Aetzkalkes und der Soda. Diese Chemikalien werden je nach dem jeweiligen Charakter und der Menge jener auszufällenden Stoffe als Lösungen von bestimmter Stärke in besonderen Behältern zubereitet und dem Rohwasser bei dessen Zufluss zu den Wasserreinigern der vorgenannten Art in bestimmten Ver-

hältnissen zugesetzt und dadurch einfach Kohlensaurer Kalk usw. ausgefällt. Das folgende Beispiel zeigt eine solche Einrichtung einfacher Art.

Taf. 11, Fig. 4. Reinigungsapparat der Firma Carl Morgenstern in Stuttgart. Dieser Apparat zeigt einen Wasserbehälter, der durch ein eingebautes Filter in zwei Kammern abgeteilt ist. Die erste derselben enthält ein Mischrohr *M* für das Rohwasser und die Reagentien, sowie eine Heizschlange zum Vorwärmen des Wassers, wenn die Reinigung auf warmem Wege bedingt ist. Die Zubereitung und Verteilung der Fällungsmittellösungen erfolgt in dem über dem Reiniger befindlichen Behälter *A*. Das Rohwasser wird durch die Ventile *B*, *C* und *D* dem Reiniger und dem Behälter *A* zugeführt, von welch letzterem die Lösungen gleichzeitig mit dem Rohwasser dem Mischrohr *M* zufliessen. Der in den beiden Abteilungen des Reinigers sich absetzende Schlamm wird durch die Hähne *E* und *F* abgelassen (Dinglers Polyt. Journ. 1906, S. 710).

c. Amerikanische Schnellfilter.

Diese etwa bis zum Jahre 1900 hauptsächlich nur zu gewerblichen Zwecken (namentlich in Papierfabriken), später aber auch bei städtischen Wasserwerken vielfach zur Anwendung gekommenen Filter kennzeichnen sich dadurch, dass bei denselben zwar wie bei den gewöhnlichen Sandfiltern eine aus Kies, oder auch aus Holzkohle, Polarit oder Carborit (50 % Eisenoxyd und 25 % Kieselsäure) usw. bestehende Filterfüllung zur Anwendung kommt, dabei aber von der Bildung der sonst für den Filterprozess erforderlichen Schlammhaut abgesehen und diese durch die chemisch ausgefällten Stoffe ersetzt wird. Diese in gallertartigen Flocken ausgeschiedenen Stoffe haben die vorgenannte Eigenschaft, dass infolge ihrer klebrigen Beschaffenheit die Schlammteilchen, Mikroben und Farbstoffe an ihnen hängen bleiben. Wenn daher das diese ausgefällten Stoffe enthaltende Rohwasser gefiltert wird, so bleiben dieselben an der Oberfläche des Filters liegen und halten vom durchdringenden Wasser die Unreinigkeiten zurück.

Diese reinigende Wirkung kann so gründlich sein, dass bei diesen Filtern gewöhnlich eine bedeutend grössere Filtergeschwindigkeit zulässig ist, als bei gewöhnlichen Sandfiltern. Während bei den letzteren die Geschwindigkeit selten grösser sein kann als etwa 100 mm in der Stunde, kann dieselbe bei den Schnellfiltern für die gleiche Reinheit des Filtrats etwa 4 bis 5 m in der Stunde betragen, also 40 bis 50 mal grösser sein. Hieraus erwächst der grosse Vorteil, dass die Filterfläche dem entsprechend kleiner sein kann, infolgedessen hierzu auch für Wasserwerke anstatt grosser gemauerter Becken gewöhnlich kleinere Behälter aus Holz, Eisen oder Eisenbeton genügen. Ein wesentlicher Unterschied besteht ferner in der Reinigung dieser Filter. Während dies bei den gewöhnlichen Sandfiltern durch zeitweiliges Abschälen der Filterhaut geschieht, wird bei den Schnellfiltern der Niederschlag durch Rückspülung, d. h. durch Auswaschen des Sandes im Behälter selbst mittels eines entgegengesetzten Wasserstromes beseitigt,

und zwar muss dies zur Beibehaltung der grossen Filtergeschwindigkeit sehr oft geschehen, gewöhnlich etwa einmal, bei sehr unreinem Wasser auch mehrere Male des Tages. Dabei wird gleichzeitig der Sand durch ein mit Maschinenkraft getriebenes Rührwerk von der in Fig. 3, Taf. 11 ersichtlichen Anordnung aufgerührt. Die zur jedesmaligen Reinigung erforderliche Zeit beträgt etwa 20 bis 30 Minuten und die dafür erforderliche Wassermenge etwa 5 % der gereinigten Wassermenge.

Als Fällungsmittel hat sich auch hierbei die schwefelsaure Tonerde (Alaun) in den meisten Fällen als am zweckmässigsten erwiesen. Stellenweise sind aber auch mit Eisensulfat zusammen mit Aetzkalk, sowie mit Aluminiumsulfat und Eisenoxydsulfat günstige Resultate erzielt worden. Die letzteren Mittel haben nur den Nachteil, dass die Eisenteile der Apparate dadurch angegriffen werden.

Es ist daher die chemische Aufbereitung bei der amerikanischen Schnellfiltermethode, im Prinzip die gleiche wie bei der in Europa gebräuchlichen chemischen Reinigung und unterscheiden sich die beiden Verfahren wesentlich nur durch die folgende Behandlung der ausgefällten Stoffe, die bei der ersteren Methode meistens im Filter selbst ausgefällt und zur Bildung der Filterhaut verwendet, bei der letzteren aber immer vorher in Klärbecken ausgefällt und zum grossen Teil abgelagert, und dann dem Reste nach im Sandfifter durch die Schlammhaut ausgeschieden werden. Da sich für die Beseitigung von tonigen Trübungen und Färbungen des Wassers beide Systeme ungefähr ebenso leistungsfähig erwiesen haben, so werden überall dort wo die Beseitigung dieser Stoffe die Hauptrolle spielt, die Schnellfilter wegen ihrer grösseren Einfachheit und Billigkeit in Anlage und Betrieb den Vorzug verdienen. Nachdem aber andererseits in bezug auf die Ausscheidung von Bakterien die Schnellfilter (wenn auch nur in geringem Grade) weniger leistungsfähig, und wegen der grossen Filtergeschwindigkeit weniger zuverlässig sind als die langsam arbeitenden Sandfilter, so verdienen diese überall dort, wo auf eine möglichst grosse Bakteriensicherheit viel Wert gelegt wird, den Vorzug. Bei beiden Verfahren kann die Reinheit und Bakteriensicherkeit durch doppelte Filterung erhöht werden.

Die in Anwendung befindlichen Typen der amerikanischen Schnellfilter unterscheiden sich meistens nur in der Anwendung verschiedener Fällungsmittel, während sie in konstruktiver Beziehung nur wenig von einander abweichen. Die grösste Verbreitung dürften die Apparate der Jewell Filter Comp. haben. Deren prinzipielle Anordnung ist ungefähr mit jener von Fig. 3, Taf. 11 übereinstimmend. In Europa befindet sich eine der grösseren Anlagen dieser Firma z. B. beim Wasserwerk von Triest. Dieselbe kam im Jahre 1903 zur Ausführung und umfasst 6 Filter von 5,03 m Durchmesser, mit einer tägl. Leistungsfähigkeit von 15 000 cbm. Das Rohwasser ist zeitweilig trübes und schlammiges Quell-

wasser, das einen Alaunzusatz von nur 7,5 bis 12 g pro 1 cbm erhält und vor dem Einlassen in die Filter erst in drei Klärbecken abgelagert wird. Die Filtergeschwindigkeit beträgt 5 m in der Stunde und können die Filter 80 Stunden lang arbeiten bevor sie gespült zu werden brauchen. Der Bakteriengehalt soll von im Maximum 1000 auf 7 bis 8 im ccm herabgesetzt werden (TFF. 1900, S. 57, 77—JfG. 1900, S. 45; 1906, S. 989).

d. Enteisenung.

Das Eisen tritt im Wasser häufig als Verunreinigung auf, und zwar meistens als Lösung von Eisenoxydul, welches an Kohlensäure oder Phosphorsäure (meistens nur bei Grundwasser) oder auch an Huminstoffe (Humussäure usw.) gebunden erscheint. Kommt solches Wasser mit der Luft in Berührung, so geht das Oxydul in unlösliches Eisenoxydhydrat über, welches in Form von braunen Flocken das Wasser unrein erscheinen lässt und die Gegenstände mit denen es in Berührung kommt (Wäsche usw.) mit braunen Rostflecken färbt. Daher ist sowohl beim Trinkwasser als auch bei dem zu gewissen gewerblichen Zwecken erforderlichen Wasser (z. B. in Papierfabriken, Färbereien) die Ausscheidung des Eisens erforderlich. Dies geschieht durch Ausfällung des Eisenoxyds mittels Durchlüftung des Wassers und darauf folgender Filterung, ohne oder mit vorheriger Klärung. Hierbei kommen zwei verschiedene Verfahren zur Anwendung, nämlich die sog. Rieselung, wobei das Rohwasser durch eine Stein- oder Kokspackung, oder über Holzhürden (Riesler, Lüfter) niederfliesst und dadurch in fein verteiltem Zustand mit der Luft in Berührung kummt, und die Regenbildung, wobei man das Wasser von in entsprechender Höhe angebrachten Brausen usw. als feinen Regen niederströmen lässt.

Taf. 11, Fig. 5—5a. Riesler des Brunnen-Wasserwerkes von Charlottenburg bei Berlin, wobei die Rieselung über einer Steinpackung geschieht, die aus über einander geschichteten Kunststeinschaaren besteht (IW., S. 205—206).

„ „ Fig. 6. Riesler des Brunnen-Wasserwerkes am Müggelsee, Berlin. Dieselben sind in mehreren Kammern untergebracht und aus Holz konstruiert, wobei das Wasser aus einer Verteilungsrinne in kleine Rinnen und von diesen auf Holzhürden fällt. Diese sind aus 13 mm starken Brettern gebildet, die in etwa 3 m Höhe in Zwischenräumen aufgestellt sind, die oben etwa 39 mm, und unten 13 mm betragen. Hierbei setzt sich bereits in den obersten Rinnen verhältnismässig viel Eisenoxyd ab, das durch Herausnehmen der Rinnen beseitigt werden kann. Die einzelnen Rieslergerüste stehen in einer Länge von 10 m und einer Breite von 5 m frei und sind von allen Seiten zugänglich. Die Spülung der Riesler geschieht dadurch, dass das Betriebswasser von 4 bis 5 Kammern gleichzeitig durch eine Kammer geschickt wird.

Der Erfolg der Enteisenung durch diese Riesler war z. B. bei einem Gesamteisengehalt von 1,82 mg in 1 cbm Wasser, wovon 1,68 mg Eisenoxydul, der folgende. In dem Riesler waren bereits 1,31 mg Eisen zurückgehalten, so

dass das Wasser beim Austritt aus demselben nur noch einen Gesamteisengehalt von 0,51 mg hatte, wovon 0,19 mg Eisenoxydul. Die weitere Oxydation vollzog sich auf den Filtern, so dass im Reinwasser kaum merkliche Spuren von Eisen übrigblieben (IW., S. 198—200).

Taf. 11, Fig. 7—7_a. Riesler des Wasserwerkes für die Gerichts- und Gefängnisbauten in Berlin-Moabit. Das Rohwasser wird hier in einer 150 mm weiten Leitung dem Rieslerhaus zugeführt. Um sich den Betriebsschwankungen anzupassen sind zwei Abteile vorgesehen. Das Zuführungsrohr verzweigt sich in zwei Rohre von 125 mm Weite, die in Hauptverteilungsrinnen ausmünden. Diese geben das Wasser durch gleichmässig angeordnete Löcher im Boden und an den Seitenwandungen weiter auf Nebenrinnen ab. Diese aus Blech hergestellten Rinnen sind gleichfalls durchlocht und geben das Wasser auf die Rieslerkörper ab. Letztere haben eine Grundfläche von 3,85 $\times$ 2,4 m und eine Höhe von 2,7 m, und sind aus Klinkersteinen mit Hohlräumen auf starken Holzbalken aufgebaut. Von den Rieslern fällt das Wasser in Sammelbecken (Klärbecken), von wo es in 150 mm weiten Rohren nach den Filtern fliesst.

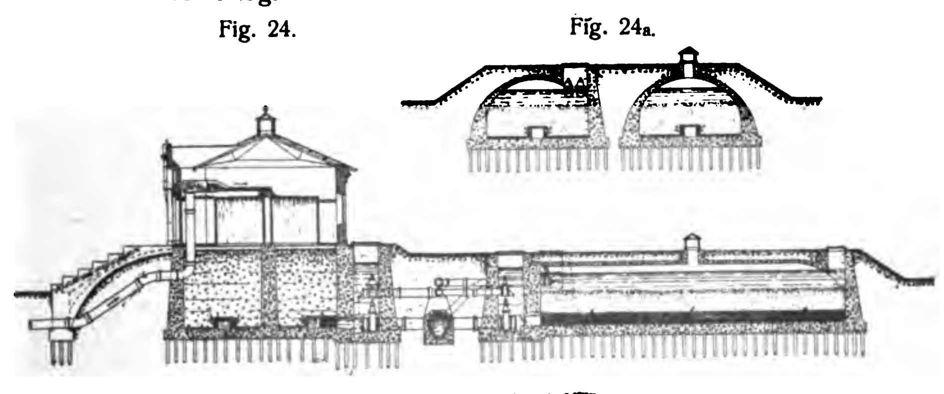
Für den Durchzug der Luft ist vor der Eingangstür ein Luftschacht und am Dach ein Luftschlott, sowie unter den Rieslerkörpern je zwei Öffnungen angebracht.

Zur Reinigung der Riesler sind in den Hauptverteilungsrinnen je 4 grosse Spülöffnungen vorhanden, welche mit Deckeln verschlossen sind (CBl. 1907, S. 501).

„ „ Fig. 8—8_a. Enteisenungsanlage mit Regenbildung nach System Rob. Söderqvist, beim Wasserwerke von Helsingborg (Schweden). Bei dieser in den Jahren 1885—87 ausgeführten Anlage geschieht die Zufuhr des Rohwassers in der Art, dass von dem an der Sohle des Filterbeckens durchlaufenden Zuleitungsrohr in Abständen von 3,5 m Zweigrohre ausgehen, die vertikal abgebogen bis zu entsprechender Höhe über der Wasserfläche des Filters geführt, und am Ende mit Blechschirmen von 2,5 Durchmesser versehen sind, über welchen das Wasser niederfliesst.

Die nachfolgenden Abbildungen Textfig. 24—24_a zeigen die Lüftungs- und Enteisenungsanlage des früher beschriebenen (S. 64) neuen Wasserwerkes von Gotenburg.

Fig. 24. Fig. 24_a.



1:448.

Lüftungs- und Enteisenungsanlage des Wasserwerkes in Gotenburg.

Die Anlage besteht aus einem Lüftungsgebäude, wo das Rohwasser über einem Blechsieb verteilt wird und in Regenform von 3 m Höhe frei niederfällt,

und dann noch durch einen Steinriesler von 4 m Höhe niederfliesst. Diese Belüftung des Wassers bezweckt hier ausser der Enteisenung auch die Befreiung desselben von dem darin enthaltenen Schwefelwasserstoff. Das vom Riesler abfliessende Wasser sammelt sich in einem anschliessenden Behälter, von wo es entweder direkt zur Verwendung kommt, oder vorher zu einem daneben angelegten überwölbten Doppelfilter geleitet wird (TFF. 1904, S. 39).

Taf. II, Fig. 9—9_d. Hochbehälter mit Enteisenungsanlage der Gardinenfabrik in Plauen (Vogtland). Entgegen der gewöhnlichen Anordnung, wobei, wie in den vorherigen Beispielen, getrennte Enteisenungsanlagen und Hochbehälter zur Anwendung kommen, so dass das in der ersteren gereinigte Wasser in den letzteren hinaufgepumpt wird, sind in neuerer Zeit diese beiden Anlagen auch in der Art vereinigt worden, dass die Enteisenungsvorrichtung im Hochbehälter selbst untergebracht wurde.

Im vorliegenden Beispiel besteht die Anlage aus einem etwa 100 cbm fassenden Hochbehälter aus Eisenbeton, dessen Sohle sich 5 m über der Erde befindet. Der Innenraum ist durch zwei 20 cm von einander entfernte Querwände in zwei Kammern geteilt, von denen die eine als Enteisenungs- und Filterkammer, und die andere als Reinwasserkammer dient. In der ersteren ist 70 cm über dem Boden des Behälters ein Messingsieb gespannt, welches ein 30 cm dickes Kies- und Koksfilter trägt. Die Enteisenungsanlage befindet sich etwa 4 m hoch über dem letzteren, und besteht aus einem in Windungen über den grössten Teil des Raumes sich erstreckenden Rohre, das an seinem unteren Umfangsdrittel mit kleinen Öffnungen versehen ist. Das ausgefällte Eisenoxyd wird vom Filter zurückgehalten. Unter dem letzteren tritt das gereinigte Wasser durch eine Öffnung in der ersten Querwand in den 20 cm weiten Schlitz zwischen den beiden Querwänden ein, und fliesst durch eine in der zweiten Querwand oben angebrachte Öffnung in die Reinwasserkammer über.

Rings um die beiden Kammern führt ein 60 cm breiter Gang, welcher mit Torfmull als Wärmeschutz ausgefüllt ist. Dieser Gang ist mit Riffelblech überdeckt, das als Rundgang benutzt wird, während die Reinwasserkammer nur durch ein Dach aus Holzdielen überdeckt, und die grosse Kammer mit Wänden und Dach aus Wellblech versehen ist.

Fig. 9_c und 9_d zeigen die Ausführung der Wände in Eisenbeton (BuE. 1907, S. 306—vgl. ZdI. 1906 II, S. 1114).

e. Wasserreinigung mittels Ozon.

Während zur Ausscheidung des Eisens aus Wässern, worin es — wie gewöhnlich beim Grundwasser — gebunden in kohlensaurem oder phosphorsaurem Eisenoxydul vorkommt, die vorgenannten Lüftungsverfahren mittels Riesler oder Regenfall, oder einer Vereinigung dieser beiden zu genügen pflegt, ist dies oft nicht der Fall, wenn das Eisen an Huminstoffe gebunden ist*), da die Oxydation dieser Verbindungen durch den Sauerstoff der Luft zur Ausscheidung des Eisens oft nicht genügt. Nachdem aber in diesem Falle das Wasser immer auch

*) Das Grundwasser der norddeutschen Tiefebene enthält kohlensaures und humussaures Eisenoxydul (s. Htte. 19. Aufl. II. S. 154). Sonst pflegt aber die letztere Verbindung meistens nur im Oberflächenwasser vorzukommen.

mehr oder weniger schlamm- und kalkhaltig ist (ersteres bei Oberflächenwasser), so wird hier zur Reinigung das vorgenannte Verfahren durch Ausfällen mittels schwefelsaurer Tonerde usw. mit Vorteil benutzt, da hierbei der ausgefällte Schlamm auch jene Huminstoffe nebst dem Eisen in sich aufnimmt.

Man kann aber in diesem Falle auch die besprochenen Lüftungsverfahren mit Erfolg benutzen, wenn zur Oxydation des Wassers anstatt des gewöhnlichen Sauerstoffs der Luft das stärkere Ozon benutzt wird. Da das Ozon zugleich ein wirksames Mittel zur Vernichtung der Bakterien ist, so hat dieses Verfahren gegenüber dem chemischen Ausfällungsverfahren den Vorteil, dass dabei das Wasser gleichzeitig sterilisiert wird. Dieses von der Berliner Firma Siemens & Halske an einigen Orten (in Wiesbaden—Schierstein, Paderborn) zur Anwendung gebrachte Verfahren, besteht dem Wesen nach aus einer kombinierten Regenfall- und Riesler-Anlage, die in einem geschlossenen Sterilisierungsturme untergebracht ist, durch welchen ein Ozon-Strom von unten nach oben gepresst wird. Das Wasser wird durch vorherige Filterung vom Schlamm befreit. Die Bereitung des Ozons geschieht durch Verwandlung des in der atmosphärischen Luft enthaltenen inaktiven Sauerstoffs (O_2) in Ozon (O_3) mittels sog. stiller elektrischer Entladungen.

F. Künstliche Hebung des Wassers.

Wenn die Entnahmestelle nicht so hoch über der Verbrauchsstelle gelegen ist, dass die Zuleitung des Wassers mittels natürlichen Gefälles (Gravitationsleitung) möglich wäre, so muss es durch Maschinen so hoch gehoben werden, dass es an der Verbrauchsstelle mit dem nötigen Druck ankommt. Indem bezüglich der Konstruktion und des Betriebes dieser Fördermaschinen auf den „Maschinenbau" hingewiesen wird, sollen im folgenden nur einige allgemeine Gesichtspunkte bezüglich der Bauart, erforderlichen Leistung und örtlichen Lage des in jedem einzelnen Falle anzuwendenden Förderwerkes besprochen werden.

1. Bauart des Förderwerkes.

Diese Anlagen sind Pumpwerke, die je nach den örtlichen Verhältnissen mittels Wassermotoren, Dampfmotoren, oder elektrischen Motoren getrieben werden.

Wassermotoren (meistens Turbinen) erweisen sich überall dort als vorteilhaft, wo das nötige Betriebswasser mit dem erforderlichen Gefälle ohne zu grosse Anlagekosten erhältlich ist. Wenn die erforderliche Wasserkraft an einer

vom Pumpwerke entfernten Stelle erhältlich ist, so kann es vorteilhaft sein, an dieser Stelle eine Wasserkraftanlage mit elektrischen Generatoren (Dynamos) auszuführen und diese durch eine Kraftleitung mit den Elektromotoren des Pumpwerkes in Verbindung zu setzen. Ist Wasserkraft gar nicht oder in ungenügendem Masse vorhanden, so wird das Pumpwerk ganz oder teilweise für Dampfbetrieb eingerichtet.

Eine Anlage der letzteren Art besteht beim Wasserwerk von Helsingfors. Hier wurde ursprünglich ein Turbinenpumpwerk mit zwei Pumpen angelegt, für welche das Betriebswasser unter Anwendung eines Wehres dem Wanda-Flusse entnommen wird, und die eine Leistungsfähigkeit von etwa 150 cbm pro Stunde haben. Nachdem aber in trockenen Sommern die Wassermenge des Flusses sowohl zur Deckung des Wasserbedarfes der Stadt als auch jenes der Turbinen schon vor mehreren Jahren nicht mehr ausreichte, so wurde später als Reserve auch noch ein Dampfpumpwerk von ebenso grosser Leistungsfähigkeit angelegt. Hierdurch wurde zugleich ermöglicht, dass zur Vornahme von grösseren Reparaturen am Turbinenpumpwerk dessen Arbeit beliebig unterbrochen werden kann.

2. Erforderliche Leistung des Pumpwerkes.

Bezeichnet H den Höhenunterschied zwischen dem Saugwasserspiegel des Pumpwerkes und demjenigen bis zu welchem das Wasser zu heben ist (gewöhnlich Wasserspiegel des Hochbehälters), z die Summe der gesamten Widerstandshöhen in m bzw. den gesamten Druckhöhenverlust (s. S. 80) und Q die sekundlich zu fördernde Wassermenge in cbm, so ist der erforderliche Nutzeffekt des Pumpwerkes in Pferdestärken

$$N = \frac{1000\,Q}{75}(H+z),$$ und die Bruttoleistung im Mittel

$$N_b = \tfrac{4}{3} N.$$

Die hier einzuführende Wassermenge Q muss so gross sein, dass sie nach späterer Darlegung zusammen mit dem Zuschuss vom Hochbehälter dem grössten Stundenverbrauch entspricht, welcher erfahrungsgemäss ungefähr gleich ist 10 % des mittleren Tagesverbrauches (s. S. 11).

Um bei erforderlichen Reparaturen die Wasserförderung nicht gänzlich einstellen zu müssen, soll bei grösseren Wasserwerken die Anlage aus wenigstens zwei Pumpen bestehen.

Als Beispiel möge hier der bei der Berechnung des Pumpwerkes der Wasserversorgungsanlage von Laibach befolgte Vorgang angeführt werden (nach O. Smreker).

Das einer Brunnenanlage entnommene Wasser (s. S. 58) wird mittels Dampfkraft gehoben und nach der Stadt resp. dem Hochbehälter gefördert. Die Pumpstation wurde unmittelbar nahe der Wassergewinnung angelegt. Die maschinelle Anlage sollte nicht nur das mittlere, sondern auch das maximale För-

derquantum zu liefern imstande sein, und ergab sich deshalb für dieselbe unter Berücksichtigung eines 20 stündigen Betriebes pro Tag eine Fördermenge von im Mittel 150 cbm in der Stunde, oder rund 42 sl, welche Leistung sich im Maximum auf das $1 \frac{1}{2}$ fache, also rund 62,5 sl sollte erhöhen lassen.

Die Förderhöhe bestimmt sich unter Annahme der Arbeit bei gefülltem Hochbehälter wie folgt:

Die Kote des Oberwasserspiegels im Behälter beträgt 344 m, jene des mittleren natürlichen Grundwasserspiegels an der Pumpstation 286 m, demnach ein absoluter Höhenunterschied von 58 m. Hierzu sind noch zu rechnen:

a) Für die Förderung des mittleren Wasserquantums: für den möglichen Rückgang des Grundwasserspiegels 2 m, für die nutzbare Senkung des Grundwasserspiegels in den Brunnen beim Betrieb 4 m, für den Druckverlust in den Saugleitungen, hervorgerufen durch die Bewegungs- und Ventil-Widerstände 1 m, Druckverlust nach dem Hochbehälter, der sich bei der Förderung des mittleren Wasserquantums zu 1,2 ‰, d. i. bei einer Länge von ca. 5133 m zu 6,16 m ergibt, demnach im Ganzen 13,16 m und die totale manometrische Förderhöhe bei der Förderung des mittleren Wasserquantums 71,16 m.

b) Für die maximale Förderung: Rückgang des Grundwasserspiegels wie oben 2 m, nutzbare Senkung desselben 4 m, Druckverlust in den Saugleitungen 1 m, Druckverluste in der Zuleitung 2,7 ‰, d. i. bei einer Länge von 5133 m 13,86 m, demnach die totale manometrische Förderhöhe 78,86 m.

Bezeichnet man mit N die effektive Arbeitsleistung der maschinellen Anlage bei der Lieferung des mittleren Wasserquantums und mit max N die effektive Arbeitsleistung derselban bei der Lieferung des maximalen Quantums, so ergeben sich diese beiden wie folgt:

$$N = \frac{42 \times 71{,}16}{75} = 39{,}56 \text{ oder rund } 40 \text{ PS}$$

$$\max N = \frac{62{,}5 \times 78{,}86}{75} = 65{,}72 \text{ oder rund } 66 \text{ PS.}$$

Die maschinelle Anlage besteht aus zwei einfach wirkenden Plungerpumpen und einer Zweizylindermaschine mit hintereinander liegenden Zylindern. Die Maschine hat folgende Abmessungen: Durchmesser des kleinen Zylinders 420, des grossen Zylinders 650, Hub 870 mm, normale Tourenzahl 30 pro Minute, mittlere Kolbengeschwindigkeit 870 mm, Arbeitsdruck im Kessel $6 \frac{1}{2}$ at, Admissionsdruck im Zylinder 6 at.

Um die maximale Leistung zu erreichen muss die Maschine unter sonst gleichen Verhältnissen entweder 45 Touren in der Minute 20 Stunden lang oder etwa 41 Touren in der Min. 22 Stunden pro Tag laufen. Die mittlere Kolbengeschwindigkeit beträgt bei diesem forcierten Betriebe 1305 resp. 1190 mm (ÖZ. 1893, S. 34).

3. Die Lage des Pumpwerkes.

Da der Druckhöhenverlust z der Länge des Druckrohres proportional ist, so ist es für die Förderarbeit des Pumpwerkes günstig dasselbe möglichst nahe an den Hochbehälter zu verlegen. Da aber die vom letzteren zur Verbrauchstelle gehende Leitung einen dem grössten Stundenverbrauch entsprechenden Durchmesser erhalten muss, so wird der Hochbehälter und damit auch das Pump-

werk möglichst nahe an die Verbrauchstelle zu verlegen sein. Andererseits ist es zur Vermeidung einer zu langen Saugleitung erwünscht, das Pumpwerk möglichst nahe an die Entnahmestelle zu verlegen, wenn nicht von dieser Stelle zum Pumpwerk eine Leitung mit natürlichem Gefälle oder eine Heberleitung möglich ist.

Bei der Anwendung von Wasserkraft ist die Lage des Pumpwerkes von derjenigen des Werkkanals abhängig, wenn nicht elektrische Kraftüberführung in Frage kommen kann. Bei Dampfbetrieb ist die Lage des Pumpwerkes ausser von den obgenannten Umständen, auch davon abhängig, dass die Anfuhr von Kohlen eine möglichst bequeme sein soll. Selbstverständlich spielt in allen Fällen auch die Beschaffenheit des Untergrundes, mit Rücksicht auf die Gründung des Bauwerkes eine wichtige Rolle.

Die Saughöhe des Pumpwerkes beträgt theoretisch im Maximum $10{,}_{336}$ m, ist aber mit Rücksicht auf die Widerstände in der Saugleitung möglichst unter 8 m anzunehmen (vgl. „Grundbau“ 2. Aufl., S. 45). Da es vorteilhaft ist die Pumpen mit nicht zu grosser Saughöhe arbeiten zu lassen, so ist es oft notwendig die Sohle des Maschinenhauses so tief in den Boden zu versenken, dass sie bei stark wechselnden Grundwasserständen mehr oder weniger tief unter den höchsten Wasserstand zu liegen kommt. Es muss dann der unter Wasser befindliche Teil des Gebäudes als ein wasserdichtes Gefäss ausgeführt werden. Statt dessen werden auch wasserdichte Schächte angelegt, in welchen die Pumpen entsprechend tief versenkt werden.

G. Regelung der Wasserzufuhr.

Die zur Regelung der Wasserzufuhr dienenden Anlagen sind von mehrerlei Art, nämlich Standrohre und andere Druckregler, sowie Hochbehälter (Hochreservoire).

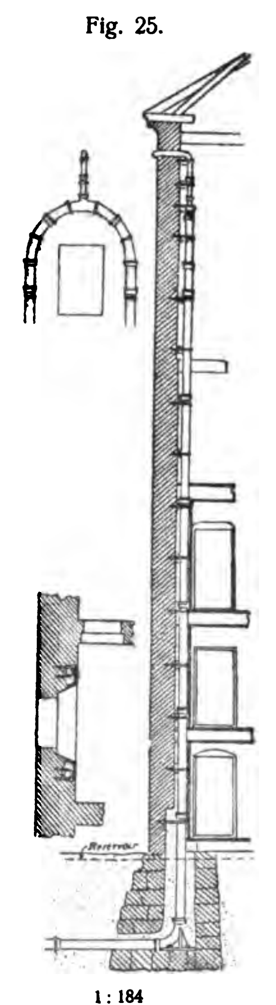
1. Standrohre.

Nachdem der Wasserverbrauch in den verschiedenen Tagesstunden ein sehr wechselnder ist, so muss bei Maschinenförderung mit direkter Zufuhr ohne Hochbehälter der Gang der Maschinen dem entsprechend geregelt werden, d. h. bei stärkerem Verbrauch beschleunigt und bei kleinerem Verbrauch verzögert werden. Wiewohl sich ein solches Anpassen des Maschinenganges an den Verbrauch teilweise von selbst vollzieht, indem bei grösserem Verbrauch der Widerstand der Pumpen kleiner wird und dadurch die Maschine von selbst einen schnelleren Gang annimmt und umgekehrt, und namentlich durch Regelung der Dampfzufuhr von Seite des Wärters vollzogen werden kann, so ist ein solcher Vorgang doch

schwer durchzuführen ohne dass hierbei Unregelmässigkeiten in der Wasserzufuhr und Brüche bei Maschinen und Rohrleitung zu befürchten wären.

Diese Übelstände können wesentlich vermindert werden, wenn an der Leitung ein lotrechtes offenes Standrohr von solcher Höhe angebracht wird, dass es die an seinem Standorte auftretende grösste Druckhöhe übersteigt. Es wirkt dann dieses Rohr als Druckregler, wie ein Sicherheitsventil, indem bei zu grossem Druck das Wasser in dasselbe ausweichen, und umgekehrt bei grösserem Verbrauch der Bedarf teilweise von dort gedeckt werden kann. Um bei grösserem Druck das Wasser nicht aus der Rohrmündung austreten zu lassen, wird das Standrohr (Steigrohr) auch zu einem wieder in die Leitung einmündendem Fallrohr umgebogen und am Scheitel mit einem offenen Aufsatzrohr versehen, durch welches bei besonders grossem Druck das Wasser und die sich abscheidende Luft entweichen kann. Statt dieses Aufsatzrohres wird zuweilen auch ein kleiner Behälter angebracht, in dem sich das überschüssige Wasser sammelt.

Fig. 25.



1 : 184
Standrohr in Upsala.

Wiewohl der genannte Zweck der Standrohre auch durch die Hochbehälter erfüllt wird, und daher beim Vorhandensein eines Hochbehälters ein Standrohr gewöhnlich nicht erforderlich ist, so kommen dieselben doch manchmal auch gleichzeitig zur Anwendung, wenn der durch den Hochbehälter bedingte Druck für gewisse höher gelegene Stadtteile schon für den gewöhnlichen Maximalverbrauch, namentlich aber bei Feuersbrünsten infolge der durch den stärkeren Verbrauch bedingten grösseren Druckverluste, ungenügend ist. Es wird dann das Standrohr entsprechend höher als der Hochbehälter emporgeführt und beim erforderlichen höheren Druck der Hochbehälter abgesperrt.

Ein Beispiel dieser Art ist das in nebenstehender Textfigur 25 ersichtliche Standrohr des Wasserwerkes von Upsala, welches im Inneren des Schlosses längs der Mauer bis zu etwa 17 m Höhe über der Wasserfläche des Hochbehälters emporgeführt ist (TFF. 1876, S. 3).

Um namentlich zu Feuerlöschzwecken zu genügen, erhalten die Standrohre oft einen sehr grossen Durchmesser. So hat das Standrohr des Wasserwerkes von Hamburg einen Durchmesser von 0,76 m. Dasselbe besteht aus einem Steigrohr und einem Fallrohr, die zum Einstellen von verschiedenen Druckhöhen in 39 und 57 m Höhe durch Querrohre mit einander verbunden sind.

Die Standrohre werden namentlich in Amerika bevorzugt und sind dort als Blechzylinder bis zu etwa 50 m Höhe und 9 m Durchmesser zur Ausführung gekommen. In neuerer Zeit sind diese Anlagen auch oft in Eisenbeton, und zwar stellenweise mit sehr bedeutenden Abmessungen ausgeführt worden, wie bei den folgenden Beispielen.

Taf. 11, Fig. 10. Standrohr des Wasserwerkes von East-Orange (N.-J.). Die Armierung besteht hier aus 19 mm starken senkrechten Stäben in Abständen von 17,5 cm und wagrechten Ringen, welche im unteren Teile 19 mm stark und 15 cm von einander entfernt sind. Dieser Abstand wächst nach oben auf 20 und 25 cm und beträgt ungefähr im dritten Viertel der Höhe 30 cm. Der oberste Teil hat Ringe von 13 mm Stärke in Abständen von 25 cm (Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, S. 442).

„ „ Fig. 11. Standrohr in Attleboro. Bis zum Jahre 1904 hatte diese Stadt ein eisernes Standrohr von 2270 cbm Inhalt, 9 m Durchmesser und 37,5 m Höhe. Da sich dasselbe bei einem Feuer als unzureichend erwiesen hatte, entschloss man sich zu diesem Neubau von rd. 5600 cbm Inhalt, 15,24 m Durchmesser und 31 m Höhe.

Dieses grossartige Bauwerk ist sowohl durch die grossen Abmessungen, als auch dadurch bemerkenswert, dass das Rohr in Eisenbeton bei nur 46 cm unterer und 20 cm oberer Stärke für 30 m Druckhöhe wasserdicht hergestellt wurde. Man entschied sich für Eisenbeton mit Rücksicht auf den Umstand, dass dort das Wasser doppelt kohlensaures Natron enthält und dadurch das Eisen stark angegriffen wurde. Das Fundament besteht aus einer armierten Betonplatte 1 : 3 : 6, von 0,45 m Stärke unter dem Behälterboden und 1,2 m unter den Seitenwänden. Der Boden ist 30 cm stark und mit einem Drahtnetz von 6 mm Draht mit 15 cm Maschenweite armiert. Die Armierung der Seitenwände besteht aus wagrechten Ringen von 36 mm Rundeisen unten, bis 30 mm oben, in Abständen von 10 bis 20 cm, und in 2 Lagen auf 18 m Höhe, sowie Vertikaleisen von ⊔-förmigem Querschnitt. Der Beton war in einer Mischung von 1 : 2 : 4 hergestellt.

Nachdem sich nach der Verwendung des Standrohres während eines Winters in den unteren 4,5 m undichte Stellen mit Abblätterungen gezeigt hatten, wurden nach Erneuerung dieser Stellen ein innerer Verputz 1 : 1 mit 2 % Kalk, dann 3 Putzlagen 1 : 1 ohne Kalk und darauf eine heisse Lösung von Olivenölseife im Verhältnis von 70 Gramm auf 1 Liter Wasser, sowie nach Trocknung der Mauer noch eine Alaunlösung von 12 Gramm Alaun af 1 Liter Wasser aufgebracht und der Vorgang viermal wiederholt. Diese Behandlung soll sich zur Erzielung der Wasserdichtigkeit als hinreichend erwiesen haben (Engg. Nws. 1907, 21. Febr., S. 212—Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, S. 445).

2. Andere Druckregler.

Man kann in der Wasserleitung einen höheren Druck als der dem Wasserstande im Hochbehälter entsprechende auch durch andere Mittel erreichen, von denen das einfachste ein am Einlauf zum Hochbehälter angebrachtes, je nach der gewünschten Druckhöhe verschieden zu belastendes Ventil ist. Ein anderes Mittel besteht in der Anwendung eines Akkumulators, bestehend aus einem vertikalen zylindrischen Behälter, welcher einen entsprechend belasteten Kolben enthält, und nach Ausschaltung des Hochbehälters mit der Leitung in Verbindung

gebracht wird. Hierdurch kann der Druck in der Leitung bis zum Anheben des Kolbens gesteigert werden.

Zur Ausgleichung der Druckschwankungen werden ferner, namentlich bei kleineren Wasserversorgungsanlagen, auch Windkessel benutzt.

3. Hochbehälter.

Die Hochbehälter (Hochreservoire) sind grössere Behälter in welche das von der Entnahmestelle mit natürlichem Gefälle oder durch künstliche Hebung kommende Wasser ausmündet, um dann von dort in einer Druckleitung mit natürlichem Gefälle nach dem Verbrauchsgebiet abzufliessen. Auf diese Weise dient der Hochbehälter sowohl als Druckregler (bei künstlicher Wasserhebung) als auch als Ausgleichs- oder Verteilungsbehälter, zur Aufspeicherung der bei gleichmässigem Betrieb in den Stunden des geringeren Verbrauches zuviel zugeführten Wassermengen, um sie dann bei grösserem Verbrauch als Zuschuss zu den direkt zugeführten Wassermengen zu verwenden. Hierdurch wird der Vorteil erreicht, dass die Wasserzufuhr von der Entnahmestelle gleichmässig und unabhängig von den Veränderungen des Verbrauchs geschehen und zeitweilig auch unterbrochen werden kann, soweit es der jeweilige Vorrat im Behälter gestattet. Ein weiterer Vorteil der Hochbehälter besteht darin, dass nur der vom Behälter zum Verbrauchsgebiet angelegte Teil der Leitung einen dem grössten Stundenverbrauch entsprechenden Querschnitt zu erhalten braucht, während er von der Entnahmestelle zum Hochbehälter entsprechend kleiner sein kann. Die Hochbehälter werden auf natürlichen Anhöhen, oder wo solche fehlen auf Türmen so hoch angelegt, dass das von dort kommende Wasser im Verbrauchsgebiete überall einen genügenden Druck ergibt.

Der erforderliche Rauminhalt eines Hochbehälters ergibt sich durch folgende Betrachtung. Erfahrungsgemäss beträgt der Wasserverbrauch während der 14 Tagesstunden (von 6 Uhr früh bis 8 Uhr abends) etwa 80 % des ganzen Tagesverbrauches, und der maximale Tagesverbrauch ungef. das $1\,{}^1/_2$ fache des durchschnittlichen Tagesverbrauches. Nachdem nun der durchschnittliche Stundenverbrauch $\frac{100}{24} = 4{,}17\,\%$ des durchschnittlichen Tagesverbrauches beträgt, so müssen unter gewöhnlichen Verhältnissen während der 14 Tagestunden $80 - 14 \times 4{,}17 = 21{,}6\,\%$, und zur Deckung des Tagesmaximums $1\,{}^1/_2 \times 21{,}6 = 32{,}4\,\%$ des durchschnittlichen Tagesverbrauches aus dem Hochbehälter entnommen werden können. Für diese während der 10 Nachtstunden zuzuführende Wassermenge muss somit im Behälter der nötige Fassungsraum vorhanden sein. Zu diesem

Wasservorrat kommt noch derjenige für allfällige Feuersbrünste, wofür pro Stunde und Hydrant oder Spritze etwa 20 bis 24 cbm erforderlich sein können.

Man nimmt daher oft den Fassungsraum des Hochbehälters zu 50 % des durchschnittlichen Tagesverbrauches und mehr (bis zu etwa 100 %), wodurch man einen grösseren Vorrat hat, um bei allfälligen Abbrüchen der Zufuhr infolge von Rohrbrüchen usw. während einer entsprechend langen Zeit die Wasserversorgung nur vom Hochbehälter aus geschehen lassen zu können, nebstdem damit auch für eine entsprechend lange Zeit die Zunahme der Bevölkerung bzw. des Verbrauches berücksichtigt ist.

Nachdem der Querschnitt des zwischen der Entnahmestelle und dem Hochbehälter befindlichen Teiles der Leitung nur entsprechend dem mittleren, zwischen dem Hochbehälter und der Verbrauchstelle aber entsprechend dem grössten Stundenverbrauch zu bemessen ist, so ist es mit Rücksicht auf die Kosten der Leitung vorteilhaft, den Hochbehälter möglichst nahe an das Verbrauchsgebiet oder innerhalb desselben zu verlegen. Desgleichen wird mit Rücksicht auf die Kosten als Standplatz stets wo möglich eine natürliche Anhöhe gewählt und nur dann zu einer künstlichen Erhöhung durch Anlage eines sog. Wasserturmes geschritten, wenn natürliche Anhöhen in der Nähe der Verbrauchsstelle nicht vorhanden sind. Im ersteren Falle werden die Hochbehälter immer aus Mauerwerk, Beton oder Eisenbeton, im letzteren aber in Form von eisernen Blechgefässen oder auch aus Eisenbeton ausgeführt.

Bei Städten mit hügeligem Gelände kann sich die Anlage zweier oder mehrerer verschieden hoch gelegener und verschiedenen Druckzonen entsprechender Hochbehälter empfehlen, von welchen aus das Wasser nach den verschiedenen Stadtteilen mit dem ihrer Höhenlage entsprechenden Druck geleitet wird.

Zur Ermöglichung der zeitweilig erforderlichen Reinigung der Hochbehälter, ohne sie von der Leitung ganz absperren zu müssen, sollen dieselben wo möglich aus zwei von einander unabhängigen Abteilungen bestehen und zur Vermeidung eines die Bildung von Kleinwesen begünstigenden Stagnierens des Wassers so angeordnet sein, dass dasselbe überall mit möglichst gleichmässiger Geschwindigkeit durchströmt. Zu dem Behufe soll der Behälter mit einem Einlaufrohr und einem gegenüberliegenden Auslaufrohr versehen sein. Die manchmal (z. B. in Helsingfors) vorkommende Anordnung, wo der Hochbehälter nur durch ein einziges, zugleich für den Ein- und Auslauf dienendes Rohr mit der Hauptleitung verbunden ist, ist daher nicht zweckmässig. Jeder Hochbehälter wird ferner behufs Regelung der Zufuhr mit einem Wasserstandszeiger und mit einem Überlaufrohr versehen. Ersterer pflegt oft so eingerichtet zu sein, dass die Wasserstände auf elektrischem Wege auch an der Entnahmestelle, eventuell auch noch anderen Stellen angezeigt werden.

a. Hochbehälter auf natürlichem Erdboden.

Diese eigentlichen Hochbehälter sind entweder freistehend oder in die Erde versenkt. Ersteres kommt meistens nur in Frage, wenn der Standplatz ein Felsplateau ist, in welchem Falle das Bauwerk gewöhnlich aus Bruchsteinmauerwerk mit äusserer Quaderverkleidung und innerer Verkleidung aus Ziegelmauerwerk oder Beton nebst Zementverputz besteht und entweder überdacht oder überdeckt, meistens überwölbt und mit einer Erddecke von 1 bis 1,5 m Höhe überschüttet ist. Die Überdachung ist zwar billiger in der Anlage, hat aber den Nachteil des ungenügenden Schutzes gegen Frost und Sonnenstrahlen, und bei der Ausführung aus Holz auch den Nachteil geringer Dauerhaftigkeit. Es wird daher auch diese Anordnung nur selten angewendet.

Bei losem Erdboden wird das Bauwerk zweckmässig so tief versenkt, dass der Aushub zur Überschüttung von Aussenwänden und Decke genügt, also das Bauwerk gänzlich unter die Erde zu liegen kommt. Da hierbei dem inneren Wasserdruck der äussere Erddruck entgegenwirkt, so können in diesem Falle die Anssenwände schwächer bemessen werden als bei frei stehenden Behältern. Derartige in die Erde versenkte Hochbehälter werden, ausser aus Bruchstein- und Ziegelmauerwerk, gegenwärtig auch vielfach aus Beton und Eisenbeton ausgeführt.

Taf. 11, Fig. 12—12_c. Hochbehälter des Wasserwerkes von Wiborg. Derselbe ist auf einem Felsplateau freistehend, mit einem einzigen Becken von 15,0 × 16,8 m innerer Grundfläche und 1100 cbm Fassungsraum aus Granitmauerwerk ausgeführt, und unter Anwendung von eisernen Trägern mit Betongewölben überwölbt, welche 1 m hoch mit Erde überschüttet sind. Als Zwischenstützen dienen gusseiserne Säulen. Die Umfassungsmauern haben eine innere Verkleidung von Ziegelmauerwerk von 0,6 m Dicke, hinter welche eine Schicht von Zementmörtel eingestampft wurde. Die inneren Wände sind mit Zement verputzt.

Taf. 12, Fig. 1—1_a. Hochbehälter von Tammerfors. Dieser im Jahre 1898 erbaute Behälter wurde am Abhange einer Anhöhe auf Sandboden aufgeführt und in denselben so tief versenkt, dass der Aushub zur vollständigen Überdeckung des Bauwerkes ausreichte. Wände und Sohle bestehen aus Granitmauerwerk mit einer inneren Verkleidung, bestehend aus Stampfbeton und Ziegelmauerwerk mit Zementverputz. Die Decke besteht auch hier aus Betongewölben zwischen eisernen Trägern, welche von zwei Reihen gemauerter Pfeiler mit Gurtbögen getragen werden. Der Fassungsraum (900 cbm) wurde mit Rücksicht auf die rasche Zunahme der Bewölkerung gleich der gesammten täglichen Verbrauchsmenge angenommen und ist durch eine Zwischenwand in zwei Kammern abgeteilt (Tkn. 1899, N:o 195).

„ „ Fig. 2—2_b. Hochbehälter des Wasserwerkes von Laibach. Dieser im Jahre 1892 ausgeführte Behälter ist gleichfalls in den Erdboben versenkt, besteht aber nach dem in neuerer Zeit vielfach angewendeten Muster ganz aus Stampfbeton und enthält bei einem Gesamtinhalt von 3030 cbm zwei gleich grosse Kammern, deren Grundrissform behufs Materialersparnis quadratisch angenommen wurde. Aus gleichem Grunde bestehen die Umfassungs-

wände nicht aus lotrechten Mauern, sondern wurden dieselben in der bei Betonbehältern allgemein üblichen Weise nach der Form der Stützlinie ausgeführt. Die Decke besteht aus kleinen Tonnengewölben, welche von einer Erdschicht von ca. 1,5 m Höhe überschüttet sind und von im Zickzack gestellten Zwischenmauern getragen werden. Durch diese Anordnung der Zwischenmauern kann ein Stagnieren des Wassers im Behälter ganz vermieden werden. Es sind zwar hier die Eintrittsrohre zugleich Austrittsrohre, um aber eine möglichst gleichmässige Zirkulation des Wassers zn erzielen, kann durch entsprechende Schieberstellung bewirkt werden, dass das überflüssige Wasser in den Stunden des geringen Verbrauches an dem einen Ende eintritt und in den Stunden des maximalen Verbrauches am anderen Ende austritt. Auf diese Weise muss das Wasser den Zickzackweg von dem einen zum anderen Ende des Behälters zurücklegen, wobei der gesamte Inhalt in Bewegung kommt (ÖZ. 1893, S. 36).

Taf. 12, Fig. $3-3_a$. Hochbehälter der Wasserversorgung von Pforzheim, mit Seitenwänden aus Stampfbeton und Überdeckung mittels einer Plattenbalkendecke aus Eisenbeton, bestehend aus drei von Betonpfeilern getragenen armierten Hauptträgern, welche eine mit Rippen verstärkte Plattendecke tragen. Der Behälter hat 1600 cbm Nutzinhalt und wurde von der Firma Wayss & Freytag ausgeführt.

„ „ Fig. $4-4_e$. Behälter aus Eisenbeton in Vimoutiers. Derselbe hat bei einem lichten Durchmesser von 9 m und 4 m Wassertiefe einen Inhalt von 250 cbm. Die mit wagrechten Rundeisenringen von 5 bis 17 mm Stärke und Vertikaleisen von 7 mm Durchmesser bewehrten Seitenwände haben eine Dicke von nur 15 cm und tragen eine Deckkuppel von 5 cm Stärke, die durch einen armierten Mittelpfeiler *P* und 8 radiale Rippen *a* getragen wird. Die nach zwei Richtungen armierte Sohle ruht auf einer 20 cm starken Betonschicht (Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, III., S. 390).

Solche runde Behälter aus Eisenbeton sind, namentlich wenn freistehend, also nicht dem Erddruck ausgesetzt, bei entsprechend starker Armierung oft mit Wänden von ungewöhnlich geringer Dicke zur Ausführung gekommen. Ein interessantes Beispiel dieser Art ist ein solcher für die Wasserversorgung von Campdeniers zur Ausführung angenommener Doppelbehälter von je 10,16 m Durchmesser und 4 m Wassertiefe, mit Seitenwänden von nur 6 cm Stärke und einer Kuppel von gleicher Stärke, ohne stützende Pfeiler (NA. 1901, Pl. 19—20).

Bei Behältern mit geraden Seitenwänden aus Eisenbeton müssen diese wie im nachfolgenden Beispiel durch Stützpfeiler (Strebepfeiler) verstärkt werden.

„ „ Fig. $5-5_a$. Unterirdischer Behälter aus Eisenbeton, von 2000 cbm Inhalt, der Leidener Dünenwasser-Gesellschaft in Katwijk. Hier sind die armierten geraden Seitenwände bei 10 cm oberer und 16 cm unterer Dicke in Abständen von 2,4 m durch äussere Stützpfeiler von 16 cm Dicke verstärkt, die oben 0,36 und unten 0,5 m breit sind (JfG. 1908, Nr. 8, S. 160).

„ „ Fig. 6. Mehrstöckiger Hochbehälter am Montmartre in Paris, wobei die überwölbten Kammern in drei Stockwerken über einander verlegt sind. Hierdurch wurde gegenüber der gewöhnlichen Anordnung an Grundfläche gespart (NA. 1890, S. 18, Pl. 6-7—AdP. 1891, I, Pl. 6—1595, I, Pl. 19—AB. 1862, Bl. 494—1867, S. 12).

b. Wassertürme.

Diese Hochbehälter bestehen in der Regel aus einem zylindrischen Gefäss aus Blech oder Eisenbeton welches bei kleineren Anlagen auf einem hölzernen oder eisernen Gerüst, bei grösseren Anlagen aber auf gemauerten Pfeilern oder geschlossenen Turmmauern in der erforderlichen Höhe über dem Erdboden aufgestellt sind. Auch Fabriksschornsteine werden zu dem Zwecke benutzt.

Wassertürme mit Behälter aus Blech.

Der Boden des Gefässes bildet entweder eine ebene Fläche, einen niederhängenden oder aufwärts gebogenen Kugelabschnitt oder eine andere Rotationsfläche (bzw. Hänge- & Stützboden), oder eine Kombination von einem Kugelabschnitt mit abgestumpften Kegel- oder Kugelsegmenten (Bauart Intze). Ebene Böden erfordern eine Unterstützung über die ganze Fläche durch tragende Deckenkonstruktionen, und kommen daher gewöhnlich nur bei kleineren Behältern zur Anwendung, während die übrigen Böden nur am Umfange unterstützt werden. Bei weniger strengem Klima und ständiger Bewegung des Wassers durch den Zu- und Abfluss können derartige Behälter einen besonderen Schutz gegen die Einflüsse der Temperatur allenfalls entbehren und ganz freistehend sein, während sie sonst durch ein event. heizbares Gehäuse von Holz oder Mauerwerk umschlossen werden. Im ersteren Falle werden sie aber zum Schutz gegen Verunreinigung des Wassers durch Staub usw. gewöhnlich überdacht.

Taf. 12, Fig. 7. Wasserturm mit kleinem Behälter, wie solche beispielsweise bei kleineren Bahnhöfen zur Anwendung kommen. Der Behälter *R* hat hier einen ebenen Boden der von eisernen Trägern *B*, *C* getragen wird. *U* ist das Überlaufrohr und *S* ein Schwimmer, welcher durch eine Kette (Draht oder dgl.) *K* mit einem unten befindlichen Wasserstandszeiger in Verbindung steht (Bh.—HZ. 1879, Bl. 772).

„ „ Fig. 8. Wasserturm der Station Hagenkamp (Hannover), wobei der Behälter mit einem Kugelboden versehen ist und am Umfang auf der Umfassungsmauer des Turmes aufruht. Derselbe ist von einem überdachten hölzernen Gehäuse umschlossen (ZfB. 1889, Bl. 69).

„ „ Fig. 9. Wasserturm in Rixdorf bei Berlin (IW. S. 211).

„ „ Fig. 10. Wasserturm von Chaillot, mit Behälter von gleicher Anordnung wie bei den vorigen Beispielen, jedoch mit bedeutend grösseren Abmessungen und ohne Verkleidung und Überdachung. Der Behälter ist hier behufs Reinigung usw. durch eine in der Achse angebrachte Wendeltreppe zugänglich (HZ. 1866, S. 27—AB. 1862, Bl. 497).

„ „ Fig. 11—11_a. Berechnung von Wasserbehältern mit kugelabschnittförmigem Boden. Ist q das Gewicht des Wassers über dem Teil des Bodens welcher innerhalb eines beliebigen Parallelkreises CD vom Halbmesser x liegt, so ergibt sich die am Umfange dieses Kreises unter dem Nei-

gungswinkel a gegen die Horizontale auf die Längeneinheit wirkende radiale Tangentialkraft s aus

$$s \cdot 2\pi x \cdot \sin\alpha = g, \quad s = \frac{g}{2\pi x \sin\alpha}.$$

Bezeichnet man daher mit k die zulässige Inanspruchnahme und mit δ die Dicke des Bleches, so ist $s = k\delta$ und

$$\delta = \frac{g}{2\pi x\, k \sin\alpha}.$$

Am äussersten Parallelkreis vom Halbmesser r muss zur Aufnahme der daselbst auftretenden radialen Tangentialspannung S auf die Längeneinheit bezw. des Horizontalschubes $H = S\cos\beta$. ein Verstärkungsring angebracht werden, dessen Spannung T sich ergibt aus

$$2T = 2\Sigma_0^{\frac{\pi}{2}} H\cos\gamma = 2Hr, \text{ woraus}$$

$$T = rH = rS\cos\beta.$$

Nachdem ferner, wenn G das gesamte Wassergewicht,

$$2\pi r S \sin\beta = G, \text{ so ist}$$

$$T = \frac{G \operatorname{cotg}\beta}{2\pi}.$$

Die Stärke der Seitenwände kann nach den auf S. 85 angegebenen Regeln für die Berechnnng der Wandstärke der Leitungsrohre bestimmt werden. Demnach ist

$$\delta = \frac{1}{2}\frac{pd}{k} + c$$

worin p den hydrostatischen Druck an der zu berechnenden Stelle bedeutet und daher für eine Tiefe h in Metern, $p = \frac{1}{10} h$ kg pro qcm beträgt. Mit Rücksicht auf Abweichungen von der Zylinderform, auf die erforderliche Steifheit und auf allfällige Schwächungen durch Rost wird die Konstante $c = 3$ bis 5 mm und mehr angenommen (ZfB. 1894—Hdl.).

Taf. 12, Fig. 12. Wasserturm von 600 cbm Inhalt nach Intze'scher Bauart am Bahnhof zu Köln. Dadurch dass bei dieser Anordnung der Boden aus einem Kugelabschnitt und zwei abgestumpften Kegeln zusammengesetzt ist, wird der Vorteil erreicht, dass derselbe sehr steif wird und ein Teil desselben über die Unterstützungspunkte hinausragen, und daher das tragende Mauerwerk einen entsprechend kleineren Durchmesser erhalten kann. Ausserdem wird hier auf den Auflagerring von aussen und von innen ein Druck ausgeübt, wodurch bei passender Wahl des Durchmessers der Ring nur einen vertikalen Auflagerdruck erhält. Der Behälter hat hier keinen schützenden Mantel gegen Frost, da das mit ungefähr mittlerer Jahrestemperatur eintretende Wasser bei dem starken Verbrauch nicht zum Gefrieren kommt. Unter dem Boden des Behälters ist ein Tropfboden aus Wellblech auf eisernen Trägern mit Betondecke und Zementestrich angebracht, welcher Boden in das Überlaufrohr entwässert ist.

Die Zuflussleitung zum Behälter wird, sobald der höchste zulässige Wasserstand erreicht ist, durch einen Schwimmer, der auf ein in die Leitung eingeschaltetes Ventil wirkt, selbsttätig geschlossen (ZfB. 1898, Bl. 65).

„ „ Fig. 13. Wasserturm des Bahnhofs Dirschau mit eingedecktem Intze'schen

Behälter zum Schutz des Wassers gegen die äusseren Temperatureinflüsse und mit Enteisenungsvorrichtung von G. Oesten. Hierbei fällt das Rohwasser von den über dem Behälter angebrachten Lüftungsbrausen *B* in den Wasserspiegel des Behälters, wird dabei durchlüftet und dadurch das Eisen ausgeschieden, worauf es im Verhältnis des Verbrauches durch die im Zwischenstock stehenden Filter *F* gefiltert wird (vgl. Taf. 11, Fig. 9—9_a) (ZdI. 1906, II. S. 1115).

Taf. 12, Fig. 14—14_a. Wasserturm des Wasserwerkes für die Städte Mühlheim a/Rh. Deutz und Kalk, mit zwei über einander gestellten Wasserbehältern. Die ursprünglich im Jahre 1881 ausgeführte Anlage bestand aus dem unteren Behälter von 10 m Dmr. und 584 cbm Nutzinhalt, welcher auf einem gemauerten Unterbau von 27 m Höhe mit kugelabschnittförmigem Boden zur Ausführung kam.

Als dieser Behälter dem steigenden Verbrauch nicht mehr genügte, wurde im Jahre 1895 über demselben ein neuer Behälter der Intze'schen Bauart von 13 m Dmr. und 800 cbm Inhalt unter Anwendung von 12 mit einander verstrebten schmiedeisernen Säulen (Fig. 14_a) aufgestellt. Dieser neue Behälter hat 5,7 m Seitenhöhe, bei 6 bis 9 mm Wandstärke, und einen Boden, dessen kugelförmiger Teil 8,6 m Durchmesser, 1,62 m Pfeilhöhe und 7 mm Stärke, der aufwärts gekehrte stützende Mantel in Form von einer Kugelzone 8,6 bezw. 10,6 m Durchmesser und 12 mm Dicke, und der äussere abgestumpfte Kegelmantel 10,6 bezw. 13 m Durchmesser, 0,85 m Höhe und 12 mm Wandstärke hat. Die Kosten der Schmiedeisenteile des neuen Behälters betrugen 29,200 Mk.

Der Betrieb der beiden Behälter ist derart eingerichtet, dass der untere sich aus dem Überfluss des oberen füllt und sich erst zu entleeren anfängt, nachdem der obere entleert ist (ZdI. 1899) *).

" " Fig. 15—16. Beispiele von Intze'schen Behältern auf Fabriksschornsteinen, ersterer in Hamburg (60 cbm Inhalt), letzterer in Dresden (75 cbm), ausgeführt von der Firma A. Neuman in Aachen. **).

Taf. 13, Fig. 1. Wasserturm mit Standrohr des Wasserwerkes von Lübeck. Das Standrohr befindet sich in der Mitte des Hochbehälters, über welchen es sich um 22,3 m erhebt. Zwischen den beiden Schenkeln befinden sich die mittels Schiebern absperrbaren Verbindungsrohre *b, g, h, i,* durch deren Schliessung je nach Bedarf verschiedene Druckhöhen erreicht werden können. Am oberen Ende befindet sich ein Luftrohr (DB. 1868, S. 252).

Wassertürme aus Eisenbeton.

Bei diesen Bauwerken besteht entweder nur der Behälter aus Eisenbeton und der Turm aus gewöhnlichem Mauerwerk, oder sind beide Teile aus dem ersteren Material hergestellt. Hierdurch kann gegenüber den Türmen mit eisernen

*) Bezüglich der Berechnung der Intze'schen und anderer Böden s. JfG. 1884, S. 705—1895, S. 5—1894, S. 222—ZdI. 1900, S. 1594, 1681—NA. 1890, S. 130.

**) Eine interessante Anlage dieser Art ist in neuerer Zeit am Bahnhof Hausbergen bei Strassburg zur Ausführung gekommen. Dieselbe besteht aus einem Turm mit drei über einander aufgestellten Behältern, nämlich oberst einem halbkugelförmigen Behälter für Trinkwasser und darunter zwei Intze'sche Behälter für Betriebswasser (ZfB. 1908, Bl. 25).

Behältern sowohl eine grössere Dauerhaftigkeit der letzteren als auch eine wesentliche Kostenersparnis für die gesamte Anlage erzielt werden.

Diese Behälter werden entweder mit viereckiger, polygonaler oder kreisförmiger Grundrissform und mit ebenem oder Intze'schem Boden ausgeführt. Das Tragwerk besteht entweder aus einzelnen Pfeilern oder geschlossenen Mauern aus Mauerwerk oder Eisenbeton, oder auch aus Schornsteinen, an welchen diese Behälter in gleicher Weise wie die eisernen angebracht werden.

Die auf Taf. 11, Fig. 9—9_a dargestellte Enteisenungsanlage ist zugleich ein Beispiel eines Wasserturmes mit viereckigem Behälter und Tragpfeilern aus Eisenbeton.

Taf. 13, Fig. 2. Wasserturm mit freistehendem Intze'schem Behälter aus Eisenbeton von 500 cbm Inhalt auf den Wasserstationen der italienischen Staatsbahnen. — In der Mitte befindet sich ein Steigschacht von 1,2 m Durchmesser. Die Säulen bestehen gleichfalls aus Eisenbeton und sind deren Zwischenräume meistens durch Eisenbetonwände abgeschlossen (Emperger Handb. f. Eisenbet., S. 469).

„ „ Fig. 3. Wasserturm in Hard-Fussach bei Bregenz mit eingedecktem Behälter von 115 cbm Inhalt, wobei sämtliche Teile, einschliesslich der Eindeckung, aus Eisenbeton bestehen (BuE. 1907, S. 247).

„ „ Fig. 4. Wasserturm mit zwei Behältern in Ekaterinoslav (Russl.). Das Bauwerk besteht aus 8 armierten Pfeilern, welche die zwei achteckigen Behälter aus Eisenbeton tragen. Von diesen befindet sich der untere (von 200 cbm Inhalt) in 15 m Höhe über dem Erdboden und ist für die Wasserversorgung von Werkstätten bestimmt, während sich der obere (100 cbm Inhalt) auf 28 m Höhe befindet und für Trinkwasser bestimmt ist. Zum Schutz gegen die Temperatureinflüsse sind die Behälter von einem hölzernen Gehäuse umschlossen und sowohl die Seitenwände als auch der Boden durch eine dicke Schicht von Sägespänen hinterfüllt.

Die Anlage hat eine genügende Sicherheit gegen dem Winddruck erwiesen und ergab gegenüber einer gleichartigen Eisenkonstruktion eine Ersparnis von 25 % (BuE. 1904, S. 152).

Schornsteinbehälter aus Eisenbeton werden entweder wie bei obiger Fig. 2, von besondern Pfeilern getragen (s. BuE. 1907, S. 270) oder werden dieselben auf vorspringenden Gesimsen oder Konsolen aufgebaut.

c. Gegenbehälter.

Wenn die von einem Hochbehälter bedingten Druckhöhen in den Stunden des grössten Tagesverbrauches in einzelnen Stadtteilen ungenügend sind, so kann dem durch die Anlage von sog. Gegenbehältern von entsprechender Grösse abgeholfen werden. Dieselben werden in den Stunden des kleineren Verbrauchs gefüllt und ihr Inhalt in den Stunden des grösseren Verbrauchs verwendet. Hierdurch erwächst auch der Vorteil, dass bei zeitweiliger Unterbrechung der Zufuhr vom Hauptbehälter die Wasservorräte der Gegenbehälter zur Anwendung

kommen können. Zur gleichzeitigen Füllung des Hauptbehälters und der Gegenbehälter müssen die letzteren eine tiefere, dem Druckverluste zwischen dem ersteren und den letzteren entsprechende Höhenlage bekommen.

Taf. 13, Fig. 5—5_a. Längenprofil und Lageplan der Wasserleitung von Salzburg mit Hochbehälter und Gegenbehälter, von denen ersterer am linken und letzterer am rechten Ufer der die Stadt durchfliessenden Salzach liegt.

II. Entwässerung der Städte.

Die Entwässerung oder Kanalisation der Städte bezweckt die Ableitung aller Abwässer vom Stadtgebiete, nämlich der häuslichen Brauchwässer, eventuell mit den Fäkalien (Abortstoffen) und ihrem Spülwasser, der gewerblichen Abwässer, in den meisten Fällen auch des Regenwassers, und stellenweise auch des Grundwassers. Diese Ableitung ist erforderlich, sowohl wegen der Hinderlichkeit der Abwässer für den Verkehr usw. als auch mit Rücksicht auf die Reinlichkeit und die davon abhängigen sanitären Verhältnisse. – Die Wichtigkeit der Kanalisation in letzterer Beziehung wurde zwar schon in alter Zeit erkannt, jedoch erst in neuerer Zeit durch die wichtigen Entdeckungen auf baktereologischem Gebiete wissenschaftlich erwiesen. Durch die Kanalisation werden nämlich die in den Abfällen enthaltenen Krankheitsstoffe unschädlich gemacht, während sie sonst teils durch das Grundwasser teils durch die Luft fortgepflanzt werden und zur Verbreitung der Krankheiten beitragen. Ersteres geschieht durch Eindringen dieser Stoffe durch Versickerung in den Erdboden, wo sie sich durch das Grundwasser weiter fortpflanzen und durch dessen Genuss schädlich wirken, teils beim Steigen des Grundwassers auch an die Erdoberfläche gelangen und beim abermaligen Sinken desselben dort zurückgelassen werden. Die Fortpflanzung durch die Luft geschieht dann in der Art, dass jene Stoffe an der Erdoberfläche trocknen und in Form von Staub fortgetragen werden. Durch zahlreiche Beispiele ist es auch statistisch erwiesen, dass in Städten sowohl die allgemeine Sterblichkeit als auch namentlich jene an epidemisch Erkrankten im Verhältnis der Zunahme der Kanalisation und Verbesserung der Wasserversorgung abgenommen hat.

So hatte beispielsweise Berlin vor Einführung der Kanalisation im Jahre 1871, 39 Todesfälle auf 1 000 Einwohner. Später betrug in den

Jahren	1875	1880	1885	1890	1892 die
Anzahl der kanalisierten Häuser	57	7,478	15,895	19,898	22,012 und die
Anzahl Todesfälle auf 1000 Einwohner	32,9	29,7	24,4	21,5	20,2.

In Frankfurt a. M. betrug vor der Einführung der jetzigen Kanalisation und Wasserversorgung die Anzahl Todesfälle an Typhus 110 auf 100,000 Einwohner, während diese Zahl später in den Jahren 1875, 1886 und 1887 auf bzw. 42, 11 und 6 sank.

Die Entwässerung der Städte umfasst folgende, hier zu besprechende Teile: Allgemeine Anordnung der Kanalisation, Bestimmung der Abflussmengen, Anordnung der Abzugskanäle, Ableitung des Kanalwassers vom Stadtgebiete und Beseitigung der Fäkalien.

A. Allgemeine Anordnung der Kanalisation.

Im allgemeinen besteht die Anordnung der Kanalisation darin, dass das auf die Strassen und Plätze fallende Niederschlagswasser nach den seitlich der Fahrbahn, zwischen dieser und den Gehwegen der Strassen gelegenen Rinnsteinen einen Abfluss findet, von wo es durch die in gewissen Abständen gelegenen Strasseneinläufe in unterirdische Abzugskanäle (Kloakkanäle, Siele) gelangt. Das auf die strassenseitig gelegenen Dachflächen der Häuser fallende Regenwasser gelangt durch die Fallrinnen entweder gleichfalls in die Rinnsteine oder unmittelbar in die Abzugskanäle, während jenes der hofseitig gelegenen Dachflächen und der Hofflächen durch die Ablaufbrunnen der letzteren in die unterirdischen Hauskanäle gelangt, welche wieder mit den Strassenkanälen in Verbindung stehen. Die Ableitung des Brauchwassers (event. einschliesslich der Abortstoffe) geschieht durch die Hausleitungen, welche durch die Hauskanäle in die Strassenkanäle ausmünden.

Nachdem das abzuleitende Regenwasser viel weniger verunreinigt ist als das Hauswasser, dagegen ersteres durch die weitaus grössere Abflussmenge einen viel grösseren Kanalquerschnitt erfordert, so kann statt der gewöhnlichen gemeinsamen Ableitung für beide diese zwei Arten der Abwässer auch eine getrennte Ableitung in Frage kommen, wenn Gelegenheit vorhanden ist, die Kanäle für das Regenwasser durch baldiges Ausmünden in einen im Stadtgebiet oder in nächster Nähe gelegenen Fluss usw. wesentlich kürzer zu erhalten, als die aus sanitären Rücksichten weiter hinaus zu leitenden Brauchwasserkanäle. Eine solche Anordnung wurde in neuerer Zeit beispielsweise in Neapel eingeführt.

Die Ableitung des Grundwassers geschieht in der Weise, dass die zu entwässernden Gebiete in üblicher Weise drainiert werden und die Sammeldrains in die Strassenkanäle ausmünden. Hierbei wird meistens eine Trockenlegung der Kellerräume, also eine Senkung des Grundwasserstandes bis unter die letzteren angestrebt, zu welchem Zwecke die Kanäle eine Tiefenlage von wenigstens 3 bis 5 m unter der Strassenfläche erhalten müssen. Sonst ist die

kleinste Tiefenlage der Abzugskanäle von der Notwendigkeit bedingt, dieselben frostfrei zu halten.

Zum Teil wird der Boden auch dadurch drainiert, dass das Grundwasser längs der Aussenseite der Abzugkanäle abfliesst. In vielen Städten besteht keine andere Grundwasserableitung als diese. In Stockholm z. B. sind die Kanäle eigens zu diesem Zwecke mit einer Kiesschicht umschlossen (TT. 1895, S. 64).

Die Kanalisation verursacht ausser durch die Drainierung der Baugründe auch durch die unmittelbare Aufnahme und Ableitung des Niederschlagswassers eine Senkung des Grundwasserspiegels, worauf bei Gründungen mittels Pfählen und anderen tragenden Holzkonstruktionen Rücksicht zu nehmen ist.*) — Auf diesen Umstand wurde beispielsweise bei der Projektierung der neuen Entwässerungsanlagen in Boston Rücksicht genommen, da ein Teil der Stadt auf Pfählen gegründet ist. Nachdem durch die Ausführung der neuen Kanalisationsanlagen eine Senkung des Wasserstandes in den älteren Kanälen eintreten sollte, so wurde zur Ermittlung des Einflusses dieser Senkung auf den Grundwasserstand vorher in einem dieser Kanäle der Wasserstand durch Auspumpen unter 53 Tagen ebenso niedrig gehalten wie er später werden sollte und gleichzeitig die Veränderung des Grundwasserstandes beobachtet. Dies geschah in der Art, dass in der Umgebung 20 eiserne Rohrbrunnen bis zu entsprechender Tiefe abgesenkt und in denselben mittels eines mit Senkblei versehenen Messbandes zweimal täglich Wasserstandsbeobachtungen gemacht wurden. Hierbei wurde am Senkblei ein Stückchen Kalium befestigt, durch dessen Entzündung sich die Erreichung der Wasserfläche zu erkennen gab (GC. 1887—88, T. XII, S. 212).

B. Bestimmung der Abflussmengen.

Zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen der Kanäle ist die Kenntnis der grössten abzuleitenden Wassermengen erforderlich. Hierbei geschieht die Ermittlung der Regenmengen nach den im I. Teil dieses Werkes (2. Aufl. S. 50) angegebenen Regeln.**) Man pflegt im allgemeinen, je nach der Grösse und Beschaffenheit der in Betracht kommenden Abflussfläche, eine stündliche Regenhöhe von etwa 25 bis 45 mm bzw. 70 bis 125 sl pro ha für bzw. grössere und kleinere Flächen, und hiervon mit Rücksicht auf die Absorption, Versickerung und Verdunstung und die etwa sich geltend machende Verzögerung, etwa 1/3 bis 1/2 als in die Kanalisationsanlagen gelangend anzunehmen.***)

Von den übrigen Abwässern pflegt man die abfliessenden Brauchwassermengen entsprechend dem Wasserverbrauch, zwischen etwa 100 und 150 Liter pro Einwohner und Tag und hiervon als grösste stündliche Abflussmenge etwa 6%

*) Vrgl. „Grundbau“ 2. Aufl. S. 224.

**) Vrgl. auch DB. 1884, N:o 16—ÖZ. 1908, S. 85, 101.

***) In Berlin wurde für Flächen unter 10 ha eine stündl. Regenhöhe von 46 mm und für grössere Flächen eine solche von 23 mm, und davon 1/3, nämlich bzw. 43 und 21,3 sl/ha in die Kanäle ablaufend angenommen (Hbr.).

bis 10 %, somit 6 bis 15 l pro Einwohner und Stunde anzunehmen. Hierin können auch die eventuell abzuführenden Fäkalien einbegriffen sein, nachdem deren Menge im Vergleich zu den abzuführenden Wassermengen eine sehr geringe ist, nämlich im Mittel nur etwa 0,1 l Exkremente und 1,2 l Urin pro Kopf und Tag.

Bei der Annahme der einer bestimmten Entwässerungsfläche entsprechenden Einwohnerzahl ist darauf Rücksicht zu nehmen, dass die Dichtigkeit der Bevölkerung nicht nur im allgemeinen mit der Grösse der Städte zunimmt, sondern dass dieselbe auch in den einzelnen Teilen ein und derselben Stadt sehr verschieden sein kann. Im allgemeinen beträgt die mittlere Bevölkerungsdichtigkeit bei kleinern Städten etwa 100 bis 300 und bei grösseren bis zu etwa 1000 Einwohner pro Hektar.

So wurden beispielsweise in Berlin schon vor ca. 40 Jahren, beim Entwurf der bestehenden Kanalisation, 783 Einwohner pro ha und ein Wasserverbrauch von 127,5 l pro Kopf und Tag angenommen, wovon die Hälfte in 9 Stunden, also 7 l pro Einwohner und Stunde abzuführen wären (entsprechend 1,545 sl/ha).

In Dresden wurden bei der Projektierung der Kanalisation für den dichten Kern der Altstadt 1100, für die anschliessenden Viertel mit halbdichter Bebauung 750 und für offene Viertel 120 Einwohner pro ha angenommen.

C. Anordnung der Abzugskanäle.

1. Die Rinnsteine.

Die Rinnsteine sind oberirdische Gerinne zur Aufnahme des von den Strassenflächen usw. ablaufenden Niederschlagswassers und zur Ableitung desselben in die unterirdischen Kanäle. Dieselben bilden die seitlichen Begrenzungen der Fahrbahn und entstehen durch das seitliche Gefälle der letzteren und die Überhöhung der Gehwege über derselben. Sie erhalten ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 500, eine kleinste Tiefe von 5 bis 7 cm und eine grösste Tiefe von 15 bis 20 cm unter dem Gehweg.

Taf. 13, Fig. 6—7. Rinnsteine, wie selbe z. B. in Helsingfors üblich sind. Der Rinnstein *R* lehnt sich gegen den Bordstein des gepflasterten oder asphaltierten Gehweges *T*. Fig. 6 zeigt die Anordnung bei den mit Feldsteinen gepflasterten Fahrbahnen und Fig. 7 jene bei der Anwendung von Hausteinen. Statt der Pflastersteine werden auch grössere Steine mit einer ausgehauenen Rinne oder auch solche Steine aus Zement angewendet.

„ „ Fig. 8. Gedeckter Rinnstein von grösserem Querschnitt, unter einem Teil des Gehweges liegend. Diese Anordnung kann nur in Frage kommen an Stellen, wo keine unterirdischen Strassenkanäle vorhanden sind und wo die Rinnsteine auch zur Ableitung des Brauchwassers dienen sollen. Hierbei ist zur Vermeidung der Entwicklung von üblem Geruch, eine ständige gründliche Spülung erforderlich, etwa durch das ablaufende Wasser von öffentlichen Brunnen, oder durch Einleitung von Bächen. Für kälteres Klima ist daher die Anordnung nicht geeignet.

Die seitlichen Begrenzungen bestehen aus Bordsteinen oder Mauerwerk. Der Einlauf des Wassers von der Fahrbahn geschieht durch Seitenöffnungen *O*. Die Abdeckung besteht aus Steinplatten oder Bohlen (Hdl.).

2. Die unterirdischen Abzugskanäle.

a. Allgemeine Anordnung.

Zur Ableitung des von den Rinnsteinen ablaufenden Niederschlagswassers dienen zunächst die Strassenkanäle, während das Brauchwasser in die Hauskanäle abfliesst und durch diese den Strassenkanälen zugeführt wird. Die Strassenkanäle wieder münden in grössere Hauptkanäle und Sammelkanäle (Sammler), welche die Ableitung vom Stadtgebiete bezwecken, und welche teilweise auch als Strassenkanäle dienen können.

Taf. 13, Fig. 9—9_a. Allgemeine Anordnung der Entwässerung durch einen Strassenkanal. Von den Rinnsteinen *R* gelangt das Niederschlagswasser durch die Strasseneinläufe *a b* in den Strassenkanal *c*, in welchen auch die Hauskanäle *d* einmünden (Hdl.).

b. Querschnittsfläche und Gefälle der Abzugskanäle.

Die erforderliche Querschnittsfläche wird entsprechend der abzuleitenden Wassermenge Q und der jeweiligen Geschwindigkeit v, aus

$$F = \frac{Q}{v}$$

bestimmt, wobei die Wassermenge und die Geschwindigkeit in der früher angeführten Weise (s. „Wasserbau“ I. Teil) bestimmt werden.*) Die Querschnittsfläche F entspricht entweder dem Volllaufen bezw. dem gesamten Querschnitt des Kanalprofils, oder nur einem Teil desselben, so dass ein wasserfreies Segment übrig bleibt. Ersteres ist in bezug auf die Anlagekosten am vorteilhaftesten, hat aber den Nachteil, dass dann in solchen Kanälen bei stärkeren Regenfällen ein so hoher Druck entstehen kann, dass dadurch tiefer gelegene Baugründe einem zeitweiligen Überschwemmen durch Empordrücken des Kanalwassers durch die Einläufe ausgesetzt sein können.

Hiergegen werden an den Hauskanälen usw. Klappenverschlüsse angebracht, welche sich nach aussen öffnen und so den unbehinderten Abfluss des Hauswassers gestatten, dagegen das Empordringen des Kanalwassers verhindern. Ferner werden zu gleichem Zwecke, behufs Entlastung solcher vollaufender Kanäle bei stärkeren Regenfällen, sog. Notauslässe angewendet, bestehend aus

*) In Berlin wurde die Eitelweinsche Formel $v = 50\sqrt{RJ}$ benutzt.

besonderen Zweigkanälen, welche in innerhalb des Stadtgebietes befindliche Rezipienten (Flüsse, Schiffahrtskanäle, Stadtgräben) ausmünden und bei der Abzweigung vom Hauptkanal durch einen Überfall geschieden, sowie an der Mündung mittels einer Schütze oder Klappe verschliessbar sind.

So sind beispielsweise in Berlin die Strassenkanäle für den Vollauf berechnet und mit derartigen Notauslässen versehen, nebstdem bei den Hauskanälen Klappenverschlüsse vorgesehen sind.

Derartige Schützen- oder selbsttätige Klappenverschlüsse werden zuweilen auch an der Auslaufmündung der Sammelkanäle in Flüsse usw. angebracht, um bei höheren Wasserständen ein Empordringen des Flusswassers in den Kanälen und dadurch ein Überschwemmen tiefer gelegener Stadtteile zu verhindern.

Das Gefälle der Abzugskanäle soll wo möglich so gross sein, dass eine zur Fortschaffung aller in dieselben gelangenden festen Bestandteile genügende Geschwindigkeit erreicht wird. Nachdem aber die Geschwindigkeit $v = c\sqrt{\frac{F}{p}J}$ (s. „Wasserbau" I. Teil, 2. Aufl., S. 53), so muss zur Erreichung der erforderlichen Geschwindigkeit das Gefälle J umso grösser angenommen werden, je kleiner die Querschnittsfläche F ist.

Nach den in Paris gemachten Erfahrungen ist dort zur Vermeidung von Schlammablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 0,3 m und zur Vermeidung von Sandablagerungen eine Geschwindigkeit von wenigstens 1 m erforderlich. Dem entspricht bei den dortigen Strassenkanälen ein kleinstes zulässiges Gefälle von bzw. 1 : 200 und 1 : 100 *) Andererseits gilt dort bei begehbaren Kanälen als grösstes zulässiges Gefälle 1 : 33, mit Rücksicht darauf, dass bei stärkerer Neigung die Begehung infolge Ausgleitens erschwert wird. Nach in London angestellten Versuchen ist bei den dortigen Kanälen eine Geschwindigkeit von 0,6 bis 0,75 m genügend um Ablagerungen aller Art zu vermeiden.

Erfahrungsgemäss genügen im allgemeinen folgende kleinste Gefälle: bei Hauskanälen 1 : 50 bis 1 : 40, bei kleineren Strassenkanälen 1 : 800 bis 1 : 300, bei Hauptkanälen 1 : 1500 bis 1 : 1000 und bei grösseren Sammelkanälen etwa 1 : 3000. Anderseits sind aber die Kanäle bei stärkerem Gefälle als ungef. 1 : 50 der Gefahr des Trockenlaufens und dadurch der Gefahr des Versandens ausgesetzt.

---

*) In Rom haben z. B. die Kanäle bei einem Gefälle von 0,0047 (1 : 212) nicht mehr die Kraft die Sinkstoffe mit sich fortzuführen (CBl. 1884, S. 332).

c. Bauart der Abzugskanäle.

Die Kanäle werden aus Holz, glasierten Tonrohren, Zementrohren, Beton- und Eisenbetonrohren, Ziegelmauerwerk, Bruchstein- und Werksteinmauerwerk, Stampfbeton, seltener aus Eisen-Rohren ausgeführt. Die Wahl des Materials und der Querschnittsform ist hauptsächlich von der erforderlichen Grösse des Querschnitts, der disponiblen Höhe für das Querprofil, und wohl auch von der Beschaffenheit des Untergrundes abhängig.

In bezug auf die Grösse des Querschnitts unterscheidet man: unschlüpfbare, schlüpfbare und begehbare Kanäle. Schlüpfbar sind die Kanäle bei wenigstens 0,8 bis 0,9 m und begehbar bei wenigstens 1,3 bis 1,6 m Höhe. Begehbar müssen solche grössere Strassenkanäle und Sammler angeordnet werden, welche einer Besichtigung und zeitweisen Reinigung durch Handarbeit bedürfen.

Kanäle von kleinerer Querschnittsfläche als ungef. 0,2 qm werden meistens mit kreisförmigem Profil aus glasierten Tonrohren oder Zementrohren hergestellt, während grössere Profile meistens oval, namentlich eiförmig, aber auch kreisförmig, segmentförmig und in anderen gedrückten Formen ausgeführt werden. Da das kreisförmige Profil den Vorteil der kleinsten benetzten Fläche hat, so verdient dasselbe auch bei grösseren Querschnittsflächen überall dort den Vorzug, wo die Wasserstände weniger veränderlich sind und wo bei erforderlicher Begehung hierfür eine genügende Höhe vorhanden ist. Sonst verdient das eiförmige Profil den Vorzug, da dieses durch den kleineren Krümmungsradius an der Sohle besser geeignet ist kleinere Wassermengen zu konzentrieren und denselben dadurch eine grössere spülende Kraft zu geben.

Hölzerne Kanäle.

Kanäle aus Holz kommen wegen der Vergänglichkeit des Materials selten zur Anwendung, meistens nur als provisorische Anlagen, an Stellen wo die gewählte Lage des Kanals keine bleibende ist und bei angeschüttetem Boden, zur Minderung der Belastung und zur Erreichung eines grösseren Widerstandes gegen Brüche bei ungleichförmigen Setzungen.

Taf. 13, Fig. 10. Abzugskanal aus Bohlen mit rechteckigem Profil, wie solche in obgenannten Fällen beispielsweise in Helsingfors zur Anwendung gekommen sind. Bei kleinerer Querschnittsfläche werden solche Kanäle aus vier Bohlen zusammengefügt, während bei grösserem Querschnitt die Ausführung nach vorstehender Anordnung geschieht, wobei sämtliche vom Wasser berührte Fugen entsprechend abgedichtet werden müssen.

„ „ Fig. 11—13_a. Hölzerne Kanäle bei neu angeschüttetem Boden in Boston. Fig. 11 zeigt einen grösseren Sammelkanal, welcher aus in der Längsrichtung laufenden Bohlen von 25 cm Breite und etwa 10 cm Dicke zusammengefügt und im Inneren mit einer ungef. 10 cm dicken Betonschicht bekleidet ist

(Fig. 11_a). — Fig. 12 ist ein Strassenkanal von ovaler Querschnittsform, welcher nur in der unteren Hälfte aus einer äusseren Bohlenumhüllung und inneren Ziegelverkleidung, in der oberen dagegen aus Ziegelmauerwerk besteht (Fig. 12_a). Der Kanal wird hier überdies von hölzernen Querwänden getragen. — Fig. 13—13_a zeigt einen derartigen Kanal auf schlammigem Boden, mit gleicher Ausführung wie bei Fig. 11 und mit hölzernen Querwänden wie bei Fig. 12, welche hier von je zwei Pfählen getragen werden (GC. 1888, I., N:o 15 & 25).

Zu den hölzernen Kanälen gehören auch die stellenweise benutzten Kanäle mit Muffenrohren aus gepresster Holzmasse.

Tonrohrkanäle.

Diese Kanäle bestehen aus glasierten Ton- oder Steingutrohren mit Muffenverbindung. Dieselben werden bei Haus- und Strassenkanälen benutzt und erhalten einen inneren Durchmesser von etwa 10 bis 80 cm, und eine Baulänge von etwa 0,6 bis 1,0 m, ausnahmsweise bis 1,2 m, bei einer Wanddicke von ungefähr $^1/_{12}$ des Durchmessers. Die Wanddicke wird auch nach der Formel

$$\delta = \frac{d}{20} + 1{,}0 \text{ cm}$$

bestimmt. In Berlin, wo ungefähr $^2/_3$ der gesamten Kanallänge aus Tonrohren besteht, haben dieselben einen Durchmesser von 21 bis 48 cm und eine kleinste Länge von 0,8 m. Ausnahmsweise kamen dort Röhre bis zu 63 cm Durchmesser zur Anwendung, die sich aber für den dortigen Erddruck und die durch den Verkehr hervorgerufenen Stösse als zu schwach erwiesen haben, weshalb dort wo Tonrohre von 48 cm Durchmesser nicht mehr ausreichten, gemauerte Kanäle mit eiförmigem Profil zur Anwendung kamen.

Taf. 13, Fig. 14—14_a. Gewöhnliche Anordnung der Tonrohrkanäle, wobei die Rohre unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt und an den Verbindungsstellen entsprechend abgedichtet werden (Db.).

„ „ Fig. 15—15_a. Tonrohrkanal mit Bohlen als Unterlage, bei nachgiebigem Boden (Hdl.).

„ „ Fig. 16. Gewöhnliche Anordnung der Verbindung bei Tonrohrkanälen, wobei die Dichtung in der Muffe mittels eines um das Rohrende gewundenen Teerstricks *a* und eines vorgelegten (s. Fig. 14) oder über die ganze Muffe umgelegten kräftigen Tonwulstes *b* stattfindet. Zuweilen wird statt des Tonwulstes auch eine über die ganze Muffe sich erstreckende vollständige Tonummantelung angewendet.

Zur Erreichung eines grösseren Widerstandes gegen ein Hinausdrücken des Teerstrickes sind Rohrschaft und Muffe gerieft.

„ „ Fig. 17. Verbindung bei den Tonrohrkanälen in Berlin. Die 15 mm weite Fuge ist innerst mit Zementmörtel *c* und darauf mit geteertem Hanf *a* gedichtet, nebstdem ein Tonwulst *b* die ganze Verbindung umschliesst.

„ „ Fig. 18—21_a. Besondere Verbindungsarten bei Tonrohrkanälen. Bei der Anordnung Fig. 18 von Liernur ist der in die Muffe zu steckende Schaft mit einem Wulst und einem Ring *b* versehen, welcher sich beim Inein-

anderschieben vor die Muffe legt und so die eingelegte Dichtungsmasse *a* abschliesst. — Bei der Verbindung Fig. 19 von Latham werden Muffe und Schaft vorher mit einer Dichtungsmasse belegt, so dass sich die beiden Teile beim Einschieben mit einander verbinden. — Bei der Anordnung Fig. $20-20_b$ (Syst. Archer) werden die Rohrenden unter Anwendung einer Dichtungsmasse *a* so ineinander geschoben dass ein leerer Ring *b* übrig bleibt, welcher nachträglich mit Zementmörtel vergossen wird. Dabei wird der Mörtel so lange durch die Öffnung *m* eingegossen, bis derselbe durch die Öffnung *n*, welche von der ersteren durch eine Scheidewand getrennt ist, emporsteigt (Hdl.—Engg. 1889, I. S. 44). — Fig. $21-21_a$ ist eine neuere englische Anordnung von Doulton (the grouted composite joint), wobei ein Teil der Fuge zwischen Schaft und Muffe wie bei Fig. 19 mit einer besonderen Masse (Doulton's self-adjusting joint) abgedichtet und der übrige Teil mit Zementmörtel vergossen wird. Zu dem Zwecke wird der zu vergiessende Teil mit einem Gurt aus Segeltuch umschlossen, welcher einerseits an einer Einkerbung am Muffenende und andererseits hinter einem am Schaft provisorisch aufgesetzten Ring *R* mit Draht befestigt ist. Das Eingiessen des Zementmörtels geschieht durch die oberst freigelassene Öffnung *A*.

Kanäle aus Zementrohren.

Diese Rohre werden aus Stampfbeton (Zement + Sand + Kies) in Baulängen von etwa 1,0 bis 1,5 m fabriksmässig erzeugt und dann wie die Tonrohre in der Baugrube versetzt. Dieselben erhalten ein kreisförmiges, ovales oder eiförmiges Profil, ersteres mit einem Durchmesser von etwa 20 bis 45 cm, die letzteren eine Lichtweite bis zu etwa 100 cm, und meistens ein Verhältnis der Weite zur Höhe von etwa 2 : 3. Die Verbindung geschieht jedoch hierbei nicht mittels Muffe, sondern durch Ineinandergreifen der Rohrenden mittels einfacher Falze.

Taf. 13, Fig. 22—26. Zementrohr-Kanäle mit verschiedenen Profilformen. Fig. $22-22_a$ zeigt die gewöhnliche Anordnung mit kreisförmigem Profil und ebener Grundfläche zur besseren Verteilung des Druckes. — Die ovale Form Fig. 23 ist beispielsweise in Glasgow mit Weiten und Höhen von 31/57 bis 40/75 cm in Anwendung. — Von den z. B. in Kopenhagen benutzten Anordnungen Fig. 24—25 hat die erstere bei halbkreisförmigem Scheitelgewölbe und keilförmiger Sohle eine Weite von 24 bis 40 cm, während das eiförmige Profil Fig. 25 für grössere Weiten angewendet ist. Diese beiden Formen mit einer Sohle von kleinem Krümmungshalbmesser eignen sich namentlich für Kanäle mit zeitweilig sehr kleinen Wassermengen, welche an der schmalen Sohle konzentriert zum Ablaufen kommen, wodurch ein Trockenlaufen und Versanden des Kanals vermieden wird (NTT. 1889, Pl. VI—1891, Pl. XII). — Fig. 26 ist ein Zementrohrkanal mit umgekehrtem Eiprofil (Königsberg). Diese Anordnung kann sich bei Kanälen empfehlen, welche stets einen für die Spülung genügenden Wasserzufluss haben. Sie erbietet den Vorteil einer breiteren Basis bzw. einer besseren Gründung, sowie dass die Wassermassen mehr nach unten konzentriert werden, und dadurch der Kanal leichter begehbar ist. Hierdurch wird auch ein möglichst grosser hydraul. Radius $\frac{F}{p}$ bzw. entsprechend der Formel $v = c\sqrt{\frac{F}{p}J}$ eine möglichst grosse Geschwindigkeit erreicht (ZfB. 1890, Bl. 13).

Kanäle aus Eisenbetonrohren.

Diese Kanäle sind von gleicher Art wie die auf S. 88 besprochenen Wasserleitungen, und zwar bestehen dieselben entweder aus vorher fabriksmässig hergestellten armierten Rohren mit Muffen-Verbindung oder mit stumpfem Stoss und übergeschobener Bandage, oder werden dieselben durchlaufend in der Baugrube hergestellt. Hierbei kommt aber ausser dem kreisförmigen auch der eiförmige Querschnitt zur Anwendung, letzterer teils zur besseren Konzentrierung kleiner Abflussmengen, teils zur Erleichterung der Begehbarkeit gegenüber dem kreisförmigen Profil von gleicher Querschnittsfläche.

Die Aktiengesellschaft für Monier-Bauten vorm. G. A. Wayss & Co. in Berlin liefert solche Kanäle mit eiförmigem Querschnitt in Weiten und Höhen von $^{200}/_{300}$ bis $^{1333}/_{2000}$ mm, bei einer Wanddicke von bzw. 18 und 75 mm, und bei kreisförmigem Querschnitt in Weiten von 200 bis 2000 mm, bei einer Wanddicke von bzw 18 und 90 mm.

Nachdem die gebräuchlichen Eisenbetonrohre, mit einer aus einem Stabgitter bestehenden Armierung, bei grösserem Wasserdruck keine genügende Dichtigkeit erbieten, so sind in neuerer Zeit stellenweise, z. B. in Paris und Brüssel, Wasserleitungsrohre zur Anwendung gekommen, die nebst jener Armierung einen zylindrischen Blechmantel von 2 bis 3 mm Stärke enthalten. Derselbe bildet entweder die innere Wandfläche des mit einem einfachen Armierungsgitter versehenen Rohres (Syst. Latron & Vincent), oder ist er in das Innere der Rohrwand, zwischen einem inneren und einem äusseren Armierungsgitter verlegt (Syst. Bonna). Diese Leitungen sollen einem Wasserdruck bis zu 10,5 at widerstehen können (s. ZfT. 1908, Nr. 4, S. 73—JfG. 1808, Nr. 8, S. 160).

Als Abzugskanäle können solche Druckrohre dort in Frage kommen, wo die Abwässer mittels Pumpen vom Stadtgebiet fortgeschafft werden müssen, wie dies beispielsweise in Paris und Berlin geschieht.

Kanäle aus Mauerwerk.

Die gemauerten Kanäle bestehen meistens aus Ziegelmauerwerk, bei grösserem Querschnitt wohl auch aus Bruchstein- oder Hausteinmauerwerk, wenn solches Steinmaterial leicht erhältlich ist. Die Profilform ist bei diesen Kanälen sehr verschieden und hauptsächlich von der Grösse der Querschnittsfläche und der disponiblen Höhe abhängig. Bei kleineren und mittelgrossen Querschnittsflächen wird meistens das eiförmige, ovale und wohl auch das kreisförmige, bei grösseren Kanälen aber nebst dem kreisförmigen auch das gedrückte Profil in verschiedenen Formen benutzt.

Grössere Sammelkanäle erhalten oft eine besondere Sohlenrinne, die entweder nur zur Konzentrierung der gewöhnlich abzuführenden Abwässer, oder

auch für die grössten Abflussmengen berechnet ist. Es werden dann gewöhnlich an den Seiten dieser Rinne wagrechte Absätze (Bankette) angeordnet, die als Gehwege für die Begehung des Kanals dienen.

Taf. 13, Fig. 27. Wiener Hauskanal aus Hohlziegeln mit halbeiförmigem Profil und Flachziegel-Abdeckung. Gegenüber den sonst üblichen Hauskanälen aus Tonrohren hat diese Anordnung den Vorteil der leichten Zugänglichkeit der Sohle behufs Reinigung, jedoch den Nachteil ungenügender Dichtigkeit bei eventuellem Volllaufen (ÖZ. 1877).

„ „ Fig. 28—31. Gemauerte Kanäle mit eiförmigem Profil. Bei festerem Boden kann die Wandstärke überall gleich, also auch die äussere Begrenzung eiförmig angenommen werden, während sonst bei erforderlicher Verteilung des Druckes auf eine grössere Breite die Basis entsprechend verbreitert wird. — Fig. 28 ist ein Hamburger Strassenkanal der ersteren Art aus Ziegelmauerwerk von $^1/_2$ Stein Stärke. Sohle und Scheitelgewölbe bestehen hier aus besserem Material, da erstere den Angriffen der konzentrierten Kanalflüssigkeiten und letzteres dem Erddrucke stärker ausgesetzt ist. — Fig. 29 zeigt einen Pariser Hauptkanal in der dort üblichen Bauweise aus Bruchsteinmauerwerk. Da das Eindringen des Grundwassers in das Scheitelgewölbe auf die Stabilität desselben ungünstig einwirkt (durch Erweichung und Ausspülen des Mörtels und Erweichung der Steine), wird es durch äusseren Zementverputz von 3 cm Dicke und eine drainierende Sandschicht überdeckt. Die inneren Wände sind mit einer 1 $^1/_2$ bis 2 cm dicken Zementschicht verputzt. Hier werden in den grösseren Kanälen auch andere Leitungen (für Wasser, Gas usw.) in entsprechender Höhe über der Wasserfläche auf eisernen Konsolen untergebracht, wodurch sie stets leicht zugänglich sind und bei Rohrbrüchen kein Schaden entstehen kann (durch Unterwäschung von Fundamenten, Überschwemmung von Kellerräumen usw.). — Fig. 30—31 sind die in Berlin angewendeten Typen von eiförmigen Strassen- und Hauptkanälen aus Ziegelmauerwerk, mit Scheitelgewölben von bzw. $^1/_2$ und 1 Stein Stärke und mit Verbreiterung der Basis auf die ganze Kanalbreite (CBl. 1885—AdP. 1886, I. Pl. 13—TFF. 1896).

„ „ Fig. 32. Gewöhnliche Konstruktion des eiförmigen Profils, wobei sich Breite und Höhe wie 2 : 3 verhalten. Es werden aber auch Eiprofile angewendet, die teils breiter teils schmäler sind als dieses. Die kleinsten, nicht schlüpfbaren Eikanäle haben ein Profil von etwa 30/45 und die kleinsten schlüpfbaren 55/75 cm Weite und Höhe (CBl. 1885, S. 10—AdP. 1886, I.).

„ „ Fig. 33—34. Hamburger Haupt- und Sammelkanäle mit ovalem Profil, aus Ziegelmauerwerk, in zwei und drei Schichten von je $^1/_2$ Stein Stärke. Die Anordnung Fig. 34 wird bei Profilen von 107/150 bis 215/258 cm Weite und Höhe angewendet (HZ. 1863, Bl. 268, 269— Hamburg u. seine Bauten, S. 513).

„ „ Fig. 35. Strassenkanal in Charlottenburg, mit ovalem Profil, aus Ziegelmauerwerk mit Scheitel- und Sohlengewölbe von $^1/_2$ Stein Stärke, nebst Hintermauerung aus gewöhnlichem Mauerwerk und einer Unterlage von Betonplatten. Um die Abschwemmungsfähigkeit nach Möglichkeit zur vergrössern ist die Sohle mit glasierten Tonschalen belegt (Berlin u. seine Bauten).

„ „ Fig. 36—43. Abzugskanäle aus Bruchstein- und Hausteinmauerwerk in Neapel. Diese in neuerer Zeit ausgeführten Entwässerungsanlagen umfassen drei verschiedene Sammelgebiete, nämlich ein oberes, mit gemeinsamen Abzugskanälen für Regen- und Brauchwasser, ein mittleres und zwei untere Gebiete mit getrennter Ableitung in besonderen Kanälen für diese zwei Arten von Abwässern. Hiervon sind Fig. 36 & 37 Strassenkanäle und Fig. 38

ein Hauptsammler des oberen Gebietes, Fig. 39 ein Strassenkanal des mittleren Gebietes wobei die Brauchwasserkanäle unter die Regenwasserkanäle mit gemeinsamem Fundament verlegt sind, Fig. 40 ein Strassenkanal des unteren Gebietes, und Fig. 41 getrennte untere Hauptsammler mit gemeinsamem Fundament. Ferner ist Fig. 42 ein Bergwasser-Abfangekanal, und Fig. 43 ein Hauptableitungskanal (ZfB. 1892, Taf. 43—44).

Taf. 14, Fig. 1. Hauptableitungskanal in Neapel mit Gehwegen auf vorragenden Steinplatten (ZfB. 1892).

„ „ Fig. 2. Älterer Strassenkanal aus Ziegelmauerwerk in Wien. Derselbe hat ein kreisförmiges Scheitelgewölbe und ein elliptisches Sohlengewölbe (TF.).

„ „ Fig. 3. Älterer Hauptkanal in Wien (HZ. 1863, Bl. 268, 269).

„ „ Fig. 4—5. Kreisförmige Sammelkanäle aus Ziegelmauerwerk bzw. in Stuttgart und Berlin, bei festem und weniger tragfähigem Boden (Db. Hbr. —AdA. 1886, I., Pl, 43).

„ „ Fig. 6—7. Kreisförmiger Hauptableitungskanal aus Ziegelmauerwerk in Boston, in bzw. festem Tonboden und in Sandboden, wobei im ersteren Falle ein kreisförmiger und im letzteren ein ebener Schwellenrost mit Bruchsteinhintermauerung zur Anwendung kam. Unter dem Kanal befindet sich ein Drainrohr (GC. 1888, I., N:o 15 & 25—Vrgl. die ähnlichen Sammelkanäle von Brooklyn: Engg. Nws. 1901, II., S. 272).

„ „ Fig. 8—10. Gedrückte Sammelkanäle mit Segmentförmigem Scheitel- und Sohlengewölbe aus Ziegelmauerwerk in Berlin (Hbr.—AdP. 1886, I. Pl. 13—CBl. 1885—TFF. 1896).

„ „ Fig. 11—12. Gedrückte Sammelkanäle mit segmentförmigem Scheitelgewölbe und trogförmiger Sohle in Charlottenburg. Zur Erhöhung der Abschwemmungsfähigkeit und der Dauerhaftigkeit ist die Sohle hier teilweise mit glasierten Tonplatten belegt (Berlin u. seine Bauten).

„ „ Fig. 13—14. Gedrückte Sammelkanäle in Bremen, ersterer mit elliptischem Profil und Gründung auf einem Betonbett, letzterer mit halbkreisförmigem Profil, flachen Scheitelgewölben zwischen eisernen Trägern (DB. 1885, S. 529).

„ „ Fig. 15. Hauptsammelkanal am linken Ufer des Donaukanals in Wien, mit Scheitelgewölbe aus Ziegelmauerwerk und Sohlengewölbe aus Granitquadern (ÖZ. 1893).

„ „ Fig. 16—17. Ältere Sammelkanäle in Wien, bei denen die Widerlager teils auf liegendem Rost, teils auf Pfahlrost gegründet sind. Fig. 17 ist der überwölbte Alserbach, welcher früher der grösste Sammelkanal Wiens war. Gegenwärtig wird er von dem in neuerer Zeit überwölbten Wienfluss übertroffen (HZ. 1863).

„ „ Fig. 18. Querprofil des überwölbten Wienflusses in Wien. Das frühere Flussbett wird teils vom einen Sammler von 21,0 m Weite für die Aufnahme des Flusswassers und der darin ausmündenden Kanäle, teils von der neuen Stadtbahn eingenommen. Dieses Profil entspricht zwar der grössten wahrscheinlichen Wassermenge des Flusses, es wurden aber zur grösseren Sicherheit ausserdem am oberen Flusslaufe Stauweiher angelegt, welche einen Teil der Hochwässer zurückhalten sollen. Von einem dieser Stauweiher (am Wolfsgraben) geschieht die Wasserentnahme für die neue Wiental-Wasserleitung (ÖZ. 1895, Taf. XIV).

„ „ Fig. 19—20. Hauptableitungskanäle in Triest. Dieselben sind gleichzeitig zur Aufnahme von Bächen bestimmt und haben segmentförmige Scheitelgewölbe aus Hausteinmauerwerk, während die Widerlager und Pfeiler aus

Bruchsteinmauerwerk (Kalkstein) bestehen (ÖZ. 1879—AB. 1884, Bl. 28 —Mm. 1885, I., Pl. 98).

Taf. 14, Fig. 21—22. Grössere Sammler aus Bruchsteinmauerwerk in Paris, bzw. „collecteur Rue Rivoli" *) und „collecteur d'Asnières". Wie bereits oben erwähnt werden in Paris die Sammelkanäle nach Möglichkeit auch zur Unterbringung anderer Leitungen verwendet (für Wasser, Gas. Elektrizität, komprimierte Luft), zu welchem Zwecke, sowie behufs Reinigung usw. dieselben leicht zugänglich gemacht sind. Dementsprechend besteht bei den grösseren Sammlern das Querprofil aus zwei Teilen, nämlich der eigentlichen Kanalrinne von 0,8 bis 4,0 m Breite und 0,6 bis 2,0 m Tiefe zur Aufnahme der Abwässer (cuvette), mit beiderseitigen Banketten von 0,45 bis 0,93 m Breite, und einem Scheitelgewölbe dessen Höhe bis zu 3 m über den Banketten beträgt. Über den Banketten werden in entsprechender Höhe obgenannte Leitungen auf eisernen Konsolen angebracht. Je nach der Breite der Sammelrinne werden für den Transport des bei der Reinigung aufgegrabenen Schlammes, von Baumaterialien bei Reparaturen usw. entweder Rollwagen oder Boote verwendet. Erstere kommen zur Anwendung bei einer Rinnenbreite bis zu 1,2 m und laufen auf Schienen, welche an den äussersten Kanten der Bankette befestigt sind. Bei diesen Sammlern älteren Datums sind die unter den Banketten in den Seitenmauern befindlichen Rohre *c* Hauptdrains aus Zementrohren zur Aufnahme des von drainierten Gebieten ablaufenden Drainwassers. Dieselben münden in die Kanalrinne und tragen zur Spülung derselben bei. Bei anderen in neuerer Zeit ausgeführten Sammlern wurde ein grösserer Hauptdrain unmittelbar unter der Sohle des Kanals in den Erdboden versenkt. So befindet sich unter dem Clichy-Sammler ein solcher Drain, bestehend aus in einer Steinbettung verlegten Zementrohren von 0,4 m Durchmesser (HZ. 1863, Bl. 273—ÖM. 1896, —TFF. 1896).

„ „ Fig. 23. Lageplan der Hauptsammler von Paris. Entsprechend der aus den vierziger Jahren des vorigen Jahrhunderts herrührenden Disposition von Belgrand münden die Strassenkanäle in Paris in ein System von sekundären Sammlern, und diese wieder in vier zu beiden Seiten der Seine gelegene Hauptsammler (collecteurs principaux), welche die Kanalwässer vom Stadtgebiet ableiten. Von diesen Hauptsammlern war bis in die neuere Zeit der bedeutendste der obgenannte, am rechten Ufer gelegene „collecteur d'Asnières", welcher bei einer Länge von ungef. 9000 m ein Gebiet von 2627 ha entwässert und am Seinestrande in Clichy ausmündet. Ein zweiter Hauptsammler nimmt seinen Anfang am linken Ufer als „collecteur de la Bièvre", im weiteren Verlauf „collecteur de la rive gauche" und nach Unterfahrung der Seine mittels eines Dükers bei der Alma-Brücke „collecteur de Marceau" genannt, und mündet in den Asnières-Sammler nahe an dessen Ende. Derselbe hat eine Länge von ca. 10 300 m und entwässert am linken Ufer ein Gebiet von 2304 ha und am rechten ein solches von 805 ha, somit zusammen 3109 ha. En dritter Hauptsammler ist der „collecteur du Nord" zur Entwässerung des nördlichen Teiles der Stadt. Derselbe mündet in St. Denis in die Seine und entwässert bei einer Länge von 12 082 m ein Gebiet von 1298 ha.

Nachdem sich in neuerer Zeit gezeigt hatte, das die zwei Hauptsammler von Asnières und Marceau trotz ihrer reichlich bemessenen Dimensionen bei heftigem Regen nicht imstande waren die gesamten Wassermengen abzuleiten, und daher bei solchen Gelegenheiten oft die Notauslässe nach der Seine im Stadtgebiete in Wirksamkeit kamen, so wurde zur Entlastung dieser Sammler in der zweiten Hälfte der neunziger Jahre ein vierter Hauptsammler, der

*) An dessen Stelle kam in neuerer Zeit ein Tunnel der Untergrundbahn.

„collecteur de Clichy“ ausgeführt, welcher gegenüber dem oberen Ende des Asnières-Sammlers vom „collecteur de la rive gauche“ ausgehend als Düker die Seine unterfährt, nördlich vom Asnières-Sammler parallel mit demselben fortläuft und an gleicher Stelle wie der letztere in Clichy ausmündet. Derselbe erhielt im unteren Lauf die gleiche Profilform wie der Asnières-Sammler, hat aber vollkommen elliptische äussere Begrenzung und eine Kanalrinne von 4 m Breite und 2 m Tiefe. Die äusseren Masse sind 7,29 m Breite und 5,90 m Höhe, bei einer Dicke des Sohlen- und Scheitelgewölbes von je 0,45 m und der Seitenwände von 0,6 m.

Sämtliche Kanäle in Paris bestehen aus leicht bearbeitbaren Bruchsteinen aus der Umgebung der Stadt (meulière, Mühlsteinquarz). Die inneren Wände sind mit einer Zementmörtelschicht von 1 bis 3 cm Dicke (die Rinne überall 3 cm) und das Scheitelgewölbe an der Aussenseite mit einer solchen Schicht von 2 bis 3 cm Dicke verputzt, worüber eine durchlässige Sandschicht ausgebreitet ist (ÖM. 1896—TFF. 1896).

Kanäle aus Beton.

Anstatt des Mauerwerks wird oft auch in der Baugrube eingestampfter Beton mit Vorteil angewendet. Die folgenden Beispiele zeigen einige Ausführungen dieser Art.

Taf. 14, Fig. 24—25. Kopenhagener Betonkanäle mit besonderen vorher erzeugten Sohlstücken, welche sowohl unter einander als auch mit dem Beton-Überbau durch Feder und Nut verbunden sind (NTT. 1891, Pl. XII).

„ „ Fig. 26. Krisförmiger Sammelkanal aus Stampfbeton in Stuttgart mit besonderer Sohlenrinne und seitlichen Banketten (Db.).

„ „ Fig. 27—28. Gedrückte Betonkanäle auf liegendem Rost in Königsberg (ZfB. 1890, Bl. 11).

„ „ Fig. 29—30. Neuere Wiener Betonkanäle. Beim Strassenkanal Fig. 29 besteht der untere Teil aus Portlandzement und Flusssand mit Schotter von höchstens 1 cm Durchmesser, im Verhältnis 1 : 3, die Seitenwände aus Romanzement und Flusssand mit Schotter von höchstens 2 $^{1}/_{2}$ cm Dmr. und das Scheitelgewölbe aus Romanzement mit Sand und Schlägelschotter, im Verhältnis von 1 : 2 : 2 und auch 1 : 3 : 3. Die Sohlenrinne wird mit Steinzeugsohlenschalen u. dgl. Wandplatten verkleidet (Fig. 29_a), welche sich vorzüglich bewähren und billiger sind als andere Sohlenstücke aus Steinzeug. — Fig. 30 ist ein Hauptsammler am linken Ufer des Donaukanals, dessen Sohle mit Granitsteinen abgepflastert ist (ÖZ. 1894, S. 479—1893, Taf. XIV—BuE. 1905, S. 34).

„ „ Fig. 31—33. Sammelkanäle aus Stampfbeton in Brüssel. Fig. 31 ist ein grösserer Sammler unter der Rue Portaels, während Fig. 32 und 33 Profile der unterirdischen Ableitung des Maelbeck-Baches durch die Stadt darstellen. Entsprchend den örtlichen Verhältnissen erhielt dieser Kanal verschiedene Profilformen und zwar Fig. 31 unter dem Gaswerk der Stadt und Fig. 33 unter der Staatsbahn, letzteres geteilt in zwei Teile mit einem besonderen eiförmigen Schmutzwasserkanal in der Mitte. Diese Anlagen zeichnen sich namentlich durch die bei denselben verwendeten ungewöhnlich schwachen Betonmischungen aus, nämlich für die Fundamente 1 : 6 : 12 und für den Überbau 1 : 4 : 8 (Engg. Nws. 1896, I., S. 195).

Kanäle aus Eisenbeton.

In neuerer Zeit ist namentlich in Amerika bei den Kanälen auch in der Baugrube eingestampfter, armierter Beton vielfach zur Anwendung gekommen.

Taf. 14, Fig. 34—36. Kanäle aus armiertem Beton in New York. Fig. 34 und 35 sind Querschnitte eines Hauptsammlers von 3000 m Länge für einen Entwässerungsbezirk von 860 ha. Sein Durchmesser nimmt von 0,75 m bis 4,5 m zu, während das Gefälle von 1 : 200 in der oberen Strecke bis auf 1 : 450 in der unteren Strecke abnimmt. Bei sämtlichen Querschnitten ist der oberhalb der Kämpfer liegende Teil des Profils mit Rundeisen von 18 bis 25 mm Stärke und 0,3 bis 0,9 m Abstand bewehrt, die parallel und senkrecht zur Kanalachse verlegt sind. Die Dicke des Gewölbes am Scheitel beträgt bei weniger als 1,35 m lichter Weite 0,15 m, bei grösserem Durchmesser 0,2 bis 0,3 m. — Fig, 36 zeigt einen Sammler mit doppelter oberer und einfacher unterer Armierung (ZfT. 1908, Nr. 1, S. 10—Engg. Record 1907).

„ „ Fig. 37—39. Hauptsammler von bzw. Kansas, St. Louis und Brooklyn (TT. 1905, afd. f. Väg- och vattenb. S. 64—GC. 1898, I., S. 251).

Anschluss von Zweigkanälen.

Damit das von einer Anschlussleitung einem Kanal zuströmende Wasser auf den Abfluss des letzteren nicht hemmend bzw. stauend einwirke, muss der Anschluss des ersteren im spitzen Winkel geschehen. Zu dem Behufe werden bei Rohrkanälen besondere Abzweigrohre benutzt und bei gemauerten Kanälen besondere Anschluss-Anlagen ausgeführt.

Taf. 15, Fig. 1—3. Abzweigrohre aus gebranntem Ton. Von ähnlicher Art sind die Abzweigrohre aus Beton und Eisenbeton.

„ „ Fig. 4—4_a. Abzweigrohr von Sass zum nachträglichen Einbauen in eine fertig verlegte Rohrleitung. Wenn eine Tonrohrleitung nachträglich eine Anschlussleitung erhalten muss, so geschieht dies oft in der Art, dass an der Hauptleitung ein so grosses Loch angeschlagen wird, dass das Anschlussrohr unmittelbar hineingeschoben werden kann. Hierbei kann aber die Hauptleitung leicht zerstört werden und entstehen auch leicht Undichtigkeiten, nebst anderen Nachteilen. Besser ist die Anlage eines Sattelstückes, welches wie bei den Wasserleitungen die Anschlussleitung aufnimmt (vrgl. Taf. 9, Fig. 2 & 3).

Bei dem vorliegenden Verfahren nimmt man eine ganze Rohrlänge heraus und setzt statt derselben zuerst ein kurzes gerades Rohrstück *B* ein, schiebt dann über *B* und das andere Ende der Hauptleitung je einen Überschiebering *D* und setzt das muffenlose, mit Ringen *F* versehene Abzweigrohr ein, worauf die Überschieberinge an die Ringe *F* herangeschoben werden. Zur Dichtung wird vor dem Anschieben der Ringe *D* in die durch eine Abschrägung zwischen *B* und *E* (Fig. 4_a) entstehende Nute bei *b* und ebenso bei *a* je ein Teerstrick umgelegt und nach Anschieben des Ringes *D* der Zwischenraum mit Asphaltkitt oder irgend einem anderen Dichtungsmaterial vergossen (DB. 1907, Nr. 87).

„ „ Fig. 5—5_a. Anschluss bei gemauerten Kanälen (Warschau) (AdP. 1888, II. Pl. 15).

d. Ausführung der Kanäle.

Die Ausführung der Kanäle geschieht, je nach der Tiefenlage unter der Erdoberfläche und den eventuell nötigen Rücksichten auf den Strassenverkehr, entweder in offenen Baugruben oder unterirdisch, in Stollen.

Im ersteren Falle wird die Baugrube in üblicher Weise abgesteift (s. Grundbau, 2. Aufl. S. 206), wobei die oberhalb der Grundwasserfläche befindlichen Seitenwände eine gewöhnliche Bohlenverschalung (mit wagrechten oder aufrechten, eingerammten Bohlen) erhalten, während unterhalb Spundwände erforderlich sein können. Der ausgehobene Boden wird teilweise zum Wiederverschütten der fertigen Kanalstrecken verwendet, wobei derselbe zur Vermeidung von stärkeren Setzungen zu stampfen ist.

Taf. 15, Fig. 6. Ausführung der gemauerten Kanäle in Berlin. Die Baugrube wurde hier oberhalb des Grundwassers mit wagrechten Bohlenlagen und unterhalb desselben mit Spundwänden abgesteift. Bei wasserfreier Baugrube ruht der Kanal mit den Sohlstücken *a* unmittelbar auf der Sohle der Baugrube, während bei stärkerem Wasserandrang zuerst eine Unterlage von Sohlenplatten *c* mit einer Längsfuge von 15 cm Breite für den Abfluss des Wassers zur Anwendung kam. Stellenweise wurden zwischen den Sohlstücken *a* und den Platten *c* noch einige Ziegelschaaren *b* eingefügt. Bei sehr starkem Wasserandrang wurden auch Betonfundamente verwendet (CBl. 1885).

" " Fig. 7. Amerikanisches Verfahren beim Ausheben und Wiederverschütten der Baugrube, bei Ausführung von Kanälen und anderen unterirdischen Leitungen. Hierbei wird an dem einen Ende der im Bau befindlichen Strecke (von etwa 50 m Länge) der Erdboden ausgehoben, unter gleichzeitigem Einrammen von Spundwänden (mit der Ramme *R*) zur Absteifung der Baugrube, während am anderen Ende die Ausführung des Kanals und das Wiederschütten der Baugrube fortschreitet. Letzteres geschieht unter ausschliesslicher Anwendung von Maschinenkraft für den Transport des Erdmaterials von der Aushebe- zur Verschüttungsstelle.

Der Gang der Arbeit besteht darin, dass am äussersten Ende der Baugrube diese zuerst auf eine so grosse Tiefe ausgehoben wird, als das bezügliche Material zum Wiederverschütten nicht angewendet werden kann. Dieses Material wird in Karren verladen und fortgeführt. Das Ausheben des übrigen Teiles geschieht in mehreren Abstufungen mit je einer Partie Arbeiter, welche nur das ausgehobene Material in eine Anzahl Kippeimer zu füllen haben, worauf diese durch die Dampfmaschine *M* zu einem Hochgerüst emporgehoben, mittels besonderer zweirädiger Gehänge *G* längs einer einschienigen Luftbahn zur Verschüttungsstelle und nach Entleerung daselbst wieder zur Aushubstelle zurückbefördert werden. Hier werden die leeren Eimer ausgehängt und andere in Bereitschaft gehaltene gefüllte Eimer sofort wieder eingehängt (CBl. 1883, S. 279—ÖZ. 1895, S. 505—ZfT. 1895, S. 531, mit näherer Beschreibung der hierbei angewendeten Maschinen und Apparate).

" " Fig 8—9. Unterirdische Ausführung der Sammelkanäle in Boston, bei grösserer Tiefe, unter Anwendung von Stollen (GC. 1888, 1).

" " Fig. 10—10_e. Unterirdische Ausführung des Geest-Sammlers in Hamburg. Dieser Kanal von 3 m lichtem Durchmesser wurde bei einer durchschnittlichen Tiefenlage von 20 m auf eine Länge von ungefähr 3 km mittels Stollen durchgetrieben. Hierbei wurde anfangs, ausgehend von ungef. 200

m von einander entfernten Förderschächten von 4 × 2 m Querschnitt, ein einziger Stollen von so grossem Querschnitt angelegt, dass innerhalb desselben der kreisförmige Kanal von 4 m äusserem Durchmesser hergestellt werden konnte (Fig. 10). Infolge des ausserordentlich starken Firstendruckes musste aber dieses System bald aufgegeben werden, worauf zunächst ein kleinerer Richtungsstollen an der Sohle durchgeschlagen, dann über demselben ein Firststollen vorgetrieben (Fig. 10_a) und nach der in Fig. 10_b und 10_c ersichtlichen Bauweise erweitert wurde. Da sich aber auch dieser Einbau als zu schwach erwies, wurde das Werk schliesslich unter Anwendung von Eisen-Einbau vollendet. Die Anlagekosten betrugen nahezu 3 Millionen Mark (Hamburg u. seine Bauten).

Die Gründung der Kanäle ist von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Bei festem Boden werden dieselben unmittelbar auf die Sohle der Baugrube verlegt, während sonst verschiedene Befestigungsarten des Bodens zur Anwendung kommen, und zwar mittels Sandbettungen, liegendem Rost, Beton, Pfahlrost.

Kanäle aus Ziegelmauerwerk mit eiförmigem Profil werden ferner zur Erleichterung der Ausführung und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit oft mit besonderen Sohlstücken aus natürlichen Steinen, Beton oder aus gebranntem Ton mit glasierter Innenfläche ausgeführt. Grössere Kanäle werden zur Erhöhung des Widerstandes gegen die Angriffe des konzentrierten säurehaltigen Kanalwassers oft an der Sohle abgepflastert.

Taf. 15, Fig. 11—13_a. Gründung von Berliner-Sammelkanälen auf liegendem Rost (Fig. 11 & 12) und auf Betonschüttung (Fig. 13—13_a). Diese Beispiele zeigen zugleich die Anwendung von besonderen Sohlstücken aus Stampfbeton, welche durch Überblattung und Zementmörtelverstrich in den Fugen mit einander verbunden sind (Hdl.—Hbr.—CBl. 1885—GC. 1888, S. 267—Engg. Nws. 1896, S. 103).

„ „ Fig. 14—17. Beispiele von Sohlstücken aus gebranntem Ton (Glasgow, Stuttgart, Paris). Die letztere Anordnung wurde in Paris in neuerer Zeit bei gemauerten eiförmigen Sammelkanälen eingeführt, wobei statt der gewöhnlichen Rundung der Sohle eine schmälere mit glasierten Hohlziegeln belegte Rinne von 0,4 m Breite und 0,25 m Tiefe nebst einem Bankett von 0,185 bis 0,4 m Breite zur Erleichterung des Begehens angeordnet ist (NTT. 1889, Pl. VI—Db.—ÖZ. 1877, Bl. 11—ÖM. 1896—TFF. 1896).

„ „ Fig. 18—18_a. Amerikanischer Kanal, gegründet auf Pfahlrost mit einer einzigen Pfahlreihe (Lynn, Mass.) (Engg. Nws. 1896, I. S. 103—Vgl. Taf. 13, Fig. 13—Taf. 14, Fig. 35, 37 & 39).

e. Strasseneinläufe.

Die Strasseneinläufe vermitteln den Abfluss der Abwässer von den Rinnsteinen in die Kanäle. Dieselben bestehen aus Öffnungen an der Sohle der Rinnsteine, oder an den die letzteren gegen die Gehwege begrenzenden Bordsteinen, welche durch einen Einlaufkanal mit dem Strassenkanal entweder unmittelbar, oder unter Anwendung eines unter der Einlaufmündung befindlichen Sinkkastens

(Schlammfanges) in Verbindung stehen. Die von der Rinnsteinsohle ausgehenden Einläufe sind mit Gitterklappen geschlossen. Die Einlaufkanäle bestehen aus Mauerwerk oder aus Tonrohren.

Die Sinkkästen (Gullys) sind brunnenartige Behälter aus Mauerwerk, Beton, Eisenbeton, Steingut oder Gusseisen, welche den Zweck haben, die vom einlaufenden Wasser mitgerissenen schwereren Unreinlichkeiten (Sand usw.) aufzufangen bzw. deren Eindringen in den Kanal zu verhindern. Hierdurch wird die Bildung von Ablagerungen in den Kanälen, welche den Abfluss des Kanalwassers beeinträchtigen, und daher zeitweilig beseitigt werden müssen, vermindert. Derartige in die Kanäle eindringende Schlammmassen kommen namentlich bei chaussierten Strassen reichlich vor, entstehen aber auch bei Pflasterungen durch die Abnützung der Pflastersteine. Die Anwendung von Sinkkästen ermöglicht auch die Anbringung eines zweckmässigen Wasserverschlusses an den Einlaufkanälen gegen das Empordringen der Kanalgase.

Die Einläufe erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 40 bis 60 m. Da bei den Einläufen die Rinnsteine die grösste Tiefe erhalten, so ist mit Rücksicht auf einen bequemen Strassenübergang für die Fussgänger das Verlegen der Einläufe an die Strassenecken möglichst zu vermeiden.

In den nördlichen Ländern werden bei eintreffendem Frost die Sinkkästen gewöhnlich mit Stroh gefüllt, wodurch das Eindringen von kalter Luft und das Emporsteigen der Kanalgase vermieden wird.

Taf. 15, Fig. 19—21_b. Ältere Strasseneinläufe ohne Sinkkasten. Fig. 19—19_a ist ein älterer Einlauf in Hamburg, angewendet bei gepflasterten Strassen. Wie aus dem Grundriss Fig. 19_a zu ersehen, hat aus oben angeführten Gründen der Einlaufkanal einen tangentiellen Anschluss an den Strassenkanal. Bei den folgenden zwei Beispielen (bzw. Wien & Paris) besteht der Einlaufkanal zuerst aus einem lotrechten Schacht und einem Verbindungskanal von geringerer Neigung, wodurch sowohl eine bessere Gründung des Einlaufkanals als auch eine Minderung der Zuflussgeschwindigkeit erreicht ist (HZ. 1863, S. 326, Bl. 268, 269—NTT. 1885, Bl. 1—IFF. 1868, Pl. 10—1867, Bl. 8).

Derartige unmittelbare Einläufe sind nur dort zulässig, wo die Kanäle durch eine reichliche Wasserzufuhr und ein stärkeres Gefälle eine zur Vermeidung von Ablagerungen genügende Spülkraft haben und wo das Kanalwasser durch die stärkere Verdünnung in geringerem Grade der Entwicklung von Gasen ausgesetzt ist. In Paris ist beispielsweise die erstere Bedingung in geringerem Grade erfüllt, infolgedessen die Beseitigung von Ablagerungen aus den Kanälen mit grossen Kosten verbunden ist. Man ist daher dort auch in neuerer Zeit zur teilweisen Anwendung von Sinkkästen übergegangen (bei den chaussierten Strassen (ÖM. 1896—TFF. 1896).

" " Fig. 22—23. Strasseneinläufe mit Klappenverschluss zur Verhinderung des Emporsteigens der Kanalgase (bzw. Linz & Lüneburg). Diese Anordnung, wobei die Klappe am unteren oder am oberen Ende des Einlaufkanals angebracht sein kann, hat zwar den Vorteil der Einfachheit, ist jedoch unzuverlässig, da durch dazwischen gekommene Gegenstände die Klappe leicht

undicht anschliesst. Die Anordnung Fig. 23 hat den Vorteil der leichteren Zugänglichkeit der Klappe behufs Reinigung (ÖW. 1856, S. 332—HZ. 1863, S. 325—IFF. 1867, Pl. 8).

Taf. 15, Fig. 24. Strasseneinlauf mit einfachem Elbogen-Wasserverschluss (Siphonverschluss) in Brüssel. Zur Sicherheit gegen allfälliges Austrocknen wird dem Verschluss durch ein Rohr *c* ständig Wasser zugeführt (Ablaufwasser von Brunnen oder von Wasserleitung entnommen) (HZ. 1877, Bl. 691 —DB. 1878, S. 505).

„ „ Fig. 25—27. Verschiedene ältere Anordnungen gemauerter Sinkkästen mit Wasserverschluss. Dieselben bestehen aus einem im Querschnitt viereckigen oder kreisrunden Behälter *B* an dessen Boden *D* sich die Sinkstoffe ablagern. Der Wasserverschluss wird hier durch ein in entsprechender Höhe angebrachtes, aufwärts gekehrtes Knierohr *e* erreicht, woran sich das Ablaufrohr zum Kanal anschliesst. Es kann daher vom Kasten immer nur soviel Wasser abfliessen, dass das Ende des Knierohres stets unter Wasser bleibt. Der Sinkkasten befindet sich entweder unmittelbar unter dem Rinnsteine (Fig. 25) oder seitwärts von demselben, unter dem Gehwege (Fig. 26) oder teilweise unter dem Rinnsteine und teilweise unter dem Gehwege (Fig. 27). In den letzteren zwei Fällen ist der Sinkkasten mit einer Steinplatte oder einem eisernen Deckel abgedeckt. Der Aushub der Sinkstoffe geschieht hier mittels einer Baggerschaufel (HZ. 1863, S. 327, Bl. 270—IFF. 1880, Pl. 18).

„ „ Fig. 28. Gemauerte Sinkkasten mit eiserner Scheidewand für den Wasserverschluss (Stadt Witten). Die gleiche Anordnung kam in neuerer Zeit auch in Neapel zur Anwendung (ZfB. 1873, Bl. 22—1892, Bl. 44).

„ „ Fig. 29—29c. Berliner Strasseneinläufe mit Sinkkasten aus Ziegelmauerwerk auf Sohlenplatten aus Granit. Zur Vermeidung von Verstopfungen des zum Kanal leitenden Ablaufrohres durch eingedrungene Schwemmstoffe ist vor dessen Mündung eine im rechten Winkel abgebogene, an den Enden eingemauerte Schutzplatte *e* angebracht. Dadurch wird jedoch hier nicht zugleich ein Abschluss der Kanalgase beabsichtigt, sondern ist im Gegenteil zum Durchlassen derselben der wagrechte Teil der Platte durchlöchert. Behufs leichter Zugänglichkeit der Mündung des Ablaufrohres bei erforderlicher Reinigung ist ein Teil der Platte zum Aufklappen eingerichtet (CBl. 1884, 1885).

„ „ Fig. 30. Sinkkasten aus Steingutrohren (London) (HZ. 1863, S. 327).

„ „ Fig. 33. Sinkkasten aus Tonrohren mit Schlammeimer (Düsseldorf, Frankfurt usw.). Die Sinkstoffe sammeln sich hier in einem Blecheimer in welchen das Wasser durch den unter dem Einlaufgitter angebrachten Trichter abfliesst. Hierdurch können die im Eimer sich sammelnden Sinkstoffe einfach durch Ausheben des letzteren beseitigt werden, was unter Benützung einer kleinen Bockwinde geschieht. Da es nicht vermieden werden kann, dass sich auch am Umfange des Eimers Ablagerungen bilden, wodurch derselbe mehr oder weniger festgeklemmt wird, so ist es zur Erleichterung des Aushebens angezeigt, ihm eine etwas konische Form zu geben. Zur Vermeidung von Beschädigungen derartiger Sinkkasten durch etwa über dieselben fahrende Wagenräder, soll die eiserne Gitterklappe an der Einlaufmündung nicht wie in Fig. 30 auf dem Sinkkästen, sondern wie bei diesem Beispiel auf einem besonderen Mauerkörper aufruhen (DB. 1878, S. 505 - IFF. 1880, Bl. 17—AdP. 1888, II., Pl. 15).

„ „ Fig. 32—32a. Mairich's Sinkkasten aus Zement, geliefert von Windschild & Langclott in Bromberg.

„ „ Fig. 33. Sinkkasten aus Eisenbeton, wie solche von der Firma Wayss & Freitag (Neustadt a/Haardt) geliefert werden.

f. Hausleitungen.

Die Hausleitungen bezwecken die Ableitung der Abwässer, ohne oder mit Einschluss der Fäkalien, von den Häusern in die Strassenkanäle. Dies geschieht durch die Hauskanäle, welche durch Fallrohre mit den Küchen und eventuell auch mit den Aborten in Verbindung stehen. In die Hauskanäle wird auch das hofseitig ablaufende Niederschlagswasser, durch Hofeinläufe gleicher Art wie die Strasseneinläufe, abgeleitet. Ausser den Hauskanälen, welche mitunter aus Mauerwerk hergestellt werden, bestehen die Hausleitungen aus Tonrohren oder aus Gusseisenrohren von etwa 10 bis 20 cm Durchmesser. Ausnahmsweise wird bei Abzweigungen der Fallrohre bis zu einem Durchmesser von etwa 8 cm herabgegangen und bei den Hauskanälen ein grösster Durchmesser bis zu etwa 30 cm angewendet.

Die Hauskanäle sollen ein Gefälle von wenigstens 1 : 50 erhalten, doch wird bei guter Spülung ausnahmsweise auch bis zu etwa 1 : 200 heruntergegangen. Dieselben werden gegen das Empordringen von Kanalgasen an der Ausmündung mit einem Wasserverschluss oder einem Klappenverschluss versehen. Letzterer ist zu diesem Zwecke zwar weniger zuverlässig, indem er durch dazwischen kommende feste Gegenstände leicht undicht wird, verhindert aber bei volllaufenden Strassenkanälen tiefer liegender Gebiete zugleich ein sonst mögliches Empordringen des Kanalwassers in die Gebäude. Der Wasserverschluss hat auch den Nachteil, dass er durch Ablagerung fester Stoffe leicht verstopft wird und daher einer öfteren Reinigung bedarf.

Taf. 15, Fig. 34. Gemauerter Hauskanal mit Wasserverschluss (Wien), bestehend aus einer unter der Kellersohle gelegenen Vertiefung *S* in der Kanalsohle und einer bis in die Vertiefung niederhängenden Querwand. Die Anlage ist behufs Reinigung durch Abheben des Deckels *D* zugänglich.

„ „ Fig. 35. Anschluss der Hauskanäle an die Strassenkanäle in Paris. Hier bestehen die Hauskanäle aus Tonrohren und liegen behufs steter Zugänglichkeit in einer gewölbten Quergallerie, welche den Strassenkanal mit dem Keller des Hauses verbindet. Diese Rohrleitung ist mit einem Wasserverschluss in Form eines eisernen Elbogenrohres versehen, welches behufs Reinigung durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich gemacht ist. Die Figur zeigt auch die Einmündung eines strassenseitigen Regenrohres in den Hauskanal (AdP. 1895).

Taf. 16, Fig. 1. Klappenverschluss bei den Berliner-Hauskanälen. Letztere bestehen aus Tonrohren und befindet sich die aus Blech bestehende Klappe in einem gusseisernen Gehäuse, wo sie durch einen angeschraubten Deckel leicht zugänglich ist. Der Apparat liegt in einem vom Erdgeschoss des Gebäudes aus zugänglichen Schacht.

Von den Regenrohren münden hier nur die hofseitigen in den Hauskanal, während die strassenseitigen unmittelbar in den Strassenkanal ausmünden (TFF. 1896).

„ „ Fig. 2—2_b. Fangegitter bei Regenrohren in Berlin, zum Auffangen von festen Gegenständen, welche in die Regenrohre gelangen. Mit einem

solchen Fangegitter werden die Regenrohre nur in einzelnen Fällen, namentlich bei schlechten Dächern und bei der Einleitung von Nutzwasser von Küchen usw. in die Regenrohre versehen (ÖM. 1896—TFF. 1896).

Taf. 16, Fig. 3—3_a. Anordnung der Hausleitungen und Strassenkanäle in Berlin. Zur möglichsten Vermeidung von Verkehrsstörungen bei der Ausführung, Reinigung und Reparatur sind hier die Stassenkanäle zu beiden Seiten der Fahrbahn unter die Rinnsteine verlegt. Hierdurch werden auch die Hausanschlüsse möglichst kurz und können ohne Störung des Wagenverkehrs ausgeführt werden. Im vorliegenden Beispiel ist der rechtsseitige Kanal ein Tonrohrkanal, während der linksseitige ein gemauerter Sammler ist, in welchen andere Strassenkanäle ausmünden.

Die Hauskanäle *a* haben ein Gefälle von 1 : 33 bis 1 : 50 und 16 cm Weite, mit Abzweigungen im Inneren des Gebäudes bis zu 10 cm. In dieselben münden, ausser den Abläufen von den hofseitigen Regenrohren *b* und *c*, den hofseitigen Einläufen *F* und anderen allfälligen Ablaufrohren *e* (von Gartenfontainen usw.), auch noch die Abläufe *f* und *g* von den Spülaborten (Wasserklosetten). Die Fallrohre der letzteren *h* haben 16 cm Weite und sind behufs Ventilation bis über Dach emporgeführt. *D* sind die Schächte in welche die vorgenannten Klappenverschlüsse der Hauskanäle verlegt sind. Die strassenseitigen Regenrohre *i* und *k* münden unmittelbar in die Strassenkanäle und ist das letztere Rohr bei *G* mit dem oben beschriebenen Fangegitter versehen. Die Strasseneinläufe *E* sind von der oben beschriebenen Konstruktion (Hbr.—TFF. 1896).

„ „ Fig. 4—4_b. Anordnung der Spülaborte in St. Denis bei Paris. Das die Klosettrohre aufnehmende 0,2 m weite Fallrohr (gewöhnlich nur etwa 0,1 bis 0,16 m) ist unten mit einem Wasserverschluss versehen und über Dach geführt. Der Anschluss an den Strassenkanal geschieht wie in Paris durch eine gewölbte Gallerie zwischen dem Kanal und dem Keller des Gebäudes. Zur Erreichung einer wirksamen Spülung befindet sich hier ausser dem über jedem Klosett angebrachten Wasserbehälter R_1 auch noch am oberen und am unteren Ende des Fallrohres je ein (sonst nicht gebräuchlicher) selbsstätiger Spülbehälter R und R_2, welche ihren ständigen Zufluss von der Wasserleitung bekommen (Fig. 4_a). Hierdurch soll auch die Bildung von Ablagerungen im Wasserverschluss des Fallrohres vermieden werden. Dadurch dass die Ablaufrohre in das Fallrohr tangentiell einmünden (Fig. 4_b), wird eine gründliche Spülung des letzteren erreicht (Mm. 1885, I. S. 677—ÖM. 1896—TFF. 1896).

g. Reinigung der Kanäle.

Dort wo sich in den Kanälen infolge von ungenügender Spülkraft Ablagerungen bilden, müssen dieselben in künstlicher Weise beseitigt werden. Dies geschieht in der Art, dass dieselben entweder durch Räumung oder durch künstliche Spülung vorwärts geschafft und dann an gewissen Punkten zu Tage gefördert, eventuell auch vom Kanalwasser in Flüsse usw. abgeführt werden.

Die Kanalräumung besteht in der einfachsten Form bei den Tonrohrkanälen im Durchziehen einer zylindrischen Stahlbürste durch an beiden Enden befestigte Seile, welche bei den benachbarten Einsteigeschächten emporgezogen werden. Das vorherige Durchbringen des Seiles geschieht durch dessen Befestigung an einem Schwimmer, welchen man mittels eines stärkeren Wasserstromes

hindurchschickt, oder es kann zu dem Zwecke ein durchgeschobener steifer Draht verwendet werden. Bei begehbaren Kanälen geschieht die Räumung entweder dadurch, dass die abgelagerten Massen mittels einer Baggerschaufel unmittelbar ausgehoben, in Eimer gefüllt und durch die benachbarten Einsteigeschächte zutage gefördert werden*), oder es werden die Massen mittels Krücken bis zu bestimmten Punkten hingeschoben und von dort durch Baggerung beseitigt.

Die künstliche Spülung der Kanäle geschieht durch zeitweilige Erzeugung einer so starken Strömung, dass dadurch die Ablagerungem fortgerissen werden. Hierzu wird entweder das Kanalwasser selbst aufgestaut und plötzlich abgelassen, oder es wird anderes Wasser verwendet, welches in Behältern gesammelt und in bestimmten Zeitintervallen in die zu spülende Kanalstrecke abgelassen wird. Das Öffnen der bezüglichen Stauvorrichtungen geschieht entweder von Hand oder selbsttätig. Sie sind entweder fest, an bestimmten Punkten angebracht, oder längs des Kanals beweglich.

Taf. 16, Fig. 5—6. Stauschächte mit Spülklappe für Tonrohrkanäle. Hier ist behufs Spülung einer Kanalstrecke am oberen Ende derselben ein gemauerter Schacht *S* eingebaut, in welchem die Einlaufmündung zum Kanal mit einer Klappe *B* versehen ist. Behufs Spülung wird die Klappe geschlossen gehalten, worauf sich das von der oberen Kanalstrecke (oder von einem besonderen Zuleitungsrohr) zufliessende Wasser im Schachte sammelt. Sobald sich auf diese Weise die zur Spülung nötige Wassermenge gesammelt, wird die Klappe mittels der Kette *K* von Hand gehoben, worauf sich jene Wassermenge durch die Kanalstrecke ergiesst und so die Spülung bewirkt. Zur Vermeidung eines Überfüllens des Schachtes bei versäumtem Öffnen der Klappe, ist in Fig. 5 die Kette mit einem Schwimmer *C* versehen, welcher an der Oberfläche des Wassers im Schachte schwimmt, so dass er bei Überschreitung einer gewissen Höhe die Kette spannt und die Klappe selbsttätig soweit anhebt, dass das zufliessende Wasser einen Abfluss findet. Statt dessen kommt gewöhnlich wie in Fig. 6 ein Überlaufrohr *U* zur Anwendung (Hdl.—Db.).

„ „ Fig. 7—7_a. Eiserne Spültür, welche in einem Schachte um seitliche Scharniere drehbar ist und im geschlossenen Zustand das Kanalwasser bis zu einer gewissen Höhe aufstaut. Hierbei wird die Tür *A* von einer gegen die gegenüberliegende Ecke gestützten Strebe *B* an die Kanalmündung angedrückt. Wird die Strebe durch Anziehen der Zugstange *C* ausgerückt, so ergiesst sich das gesamte aufgestaute Wasser in die untere Kanalstrecke (AB. 1846, 1847—ZfB. 1878, Bl. 22).

„ „ Fig. 8—8_a. Spültür gleicher Art wie die vorige, wobei jedoch die stützende Strebe *S* zu einem Zahnradmechanismus *c* an der gegenüberliegenden Wand einer Seitengallerie *A* geführt ist. Der Mechanismus besteht aus einem Gehäuse, welches längs einer wagrechten Zahnstange *b* gleitet und durch Drehung der Schneckenkurbel *d* und eines damit in Verbindung stehenden Zahnradpaares in Bewegung gesetzt wird. Diese Anordnung ist z. B. in Frankfurt und in Stuttgart in Anwendung (IFF. 1880, Pl. 18—Db.).

„ „ Fig. 9. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Spindelschie-

*) In Berlin geschieht dies sobald die Ablagerungen eine Mächtigkeit von etwa 15 cm erreicht haben.

bers mit Gegengewichten. Die in Falzen lotrecht geführte Tür *a* ist an zwei Ketten *k* aufgehängt, welche über Rollen *d* geführt und mit Gegengewichten *c* versehen sind. Der Bewegungsmechanismus besteht aus einer Spindel mit Schnecke *b*, welche in eine am Schieber angebrachte Zahnstange eingreift.

Die gleiche Anordnung pflegt auch zur Absperrung von Notauslässen angewendet zu werden (AB. 1846—47, Bl. 73—HZ. 1863, Bl. 268—IFF. 1880, Pl. 18—ÖZ. 1893, Taf. XIV—ZfB. 1890, Bl. 12).

Taf. 16, Fig. 10—10_e. Aufziehbare Spülschleuse in Form eines Handschiebers (Stuttgart, Db.).

„ „ Fig. 11—11_a. Spülschleuse mit selbsttätiger Klappe in Boston. Der Apparat wird bei Sammlern mit schwächerem Gefälle als 1 : 2000 in der Weise angewendet, dass die Schleuse bei reichlichem Wasserzufluss in den Schacht emporgezogen, bei erforderlicher Spülung aber an die Sohle niedergelassen wird und dann als selbsttätiges Klappenwehr wirkt (GC. 1888, I. N:o 15).

„ „ Fig. 12. Selbsttätiger Kippspüler, bestehend aus einem trapezförmigen Wipptrog *C* welcher bei teilweiser Füllung in wagrechter Lage verbleibt, bei vollständiger Füllung aber in die punktierte Lage umkippt und sich in den Kanal *B* entleert, worauf das Gefäss wieder selbsttätig in die wagrechte Lage zurückkehrt. Der Apparat ist hauptsächlich in Amerika bei Hausleitungen zur Anwendung gekommen. Das Gefäss hat einen Inhalt von etwa 15 bis 40 Liter (Hdl.).

„ „ Fig. 13—13_a. Selbsttätiger Spülapparat von Frühling (angewendet z. B. in Königsberg). Der Apparat bezweckt, das in einem Spülbehälter *S* durch den Zufluss bei *e* sich sammelnde Wasser in bestimmten Zeitintervallen durch das mit einem Ventil *a* geschlossene Spülrohr *r* selbsttätig ablaufen zu lassen. Hierbei steht das Ventil mit einem Schwimmer *b* und dieser wieder mit einem zweiarmigen Hebel in Verbindung, dessen Drehachse sich bei *o* befindet und welcher am anderen Ende ein trapezförmiges Gefäss *c* trägt. Bei leerem Behälter ist durch das Übergewicht des Schwimmers und des Ventils das Spülrohr geschlossen und verbleibt es auch bei Füllung des Behälters so lange, bis das Wasser über die oberste Kante des Gefässes *c* steigt und dieses füllt. Hierdurch bekommt es das Übergewicht und das Ventil wird emporgezogen. Zur Beförderung der kippenden Bewegungen des Hebels, befindet sich über demselben eine Röhre *d*, welche eine als Gegenwicht wirkende Metallkugel *k* enhält, die beim Sinken des Gefässes *c* an das rechtseitige Ende der Röhre rollt und das Übergewicht von *c* erhöht. Da sich bei dem darauf erfolgenden Entleeren des Behälters auch das Gefäss *c* entleert (Fig. 13_a), so bekommt dann wieder der Schwimmer und das Ventil das Übergewicht, infolgedessen wieder der Schluss des Ventils eintritt und die Kugel *k* zurückrollt (ZfB. 1890, Bl. 12).

„ „ Fig. 14. Selbsttätiger Heberspülapparat (Siphon) von Waring, wie selber zuerst in Amerika, später aber auch in europäischen Städten zur Anwendung gekommen ist. Bei der hier dargestellten Anordnung (angewendet in Rom) befindet sich im Boden eines 8 bis 10 cbm fassenden gemauerten Behälters ein lotrechtes Ablaufrohr, dessen oberste Kante bis zum gewünschten grössten Wasserstande im Behälter reicht (hier 1,5 m), während das untere Ende in den zu spülenden Kanal mündet. Über dieses Rohr ist ein zweites oben geschlossenes und unten offenes Rohr gestülpt, so dass das im Behälter sich sammelnde Wasser von unten in den Zwichenraum zwischen den beiden Rohren gelangt.

Sobald nun das Wasser im Behälter so hoch gestiegen, dass es die oberste Kante des Ablaufrohres überschreitet, fällt es über dieselbe in das Innere des Rohres, wonach der Apparat als Heber zur Wirkung kommt und den gesamten

Inhalt des Behälters zur plötzlichen Entleerung bringt (CBl. 1884, S. 332, 521 ÖW. 1881, S. 172—NA. 1884, Pl. 26).

Taf. 16, Fig. 15—16. Siphon-Spülapparate gleicher Art wie der vorige, (Paris). Die Anlage besteht hier aus einem gemauerten Behälter von 8 bis 10 cbm Inhalt, auf dessen Boden sich der Siphon befindet. Derselbe besteht aus einem ringsum geschlossenen Bodengefäss *B*, in welches das mit einer Glocke *D* überdeckte Ablaufrohr *C* eingesetzt ist, nebstdem von demselben das zum Kanal leitende Auslaufrohr *E* ausgeht. Es kommt daher durch diesen Apparat bei der jeweiligen Entleerung nur die der Höhe der Glocke *D* entsprechende Wassermenge von 5 bis 6 cbm zum Abfluss, während der übrigbleibende Rest immer den Kanalräumern zur Verfügung steht, welche die jeweilig erforderlichen Wassermengen durch Aufziehen der Schütze *F* mittels des Hebels *G* dem Behälter entnehmen. Die Spülung durch den Siphon geschieht je nach Bedarf ein- bis dreimal täglich.

Diese Spülbehälter (réservoirs de chasse) liegen entweder wie in Fig. 15 am Anfang eines Kanals oder am Ausgangspunkt zweier nach verschiedenen Richtungen laufenden Kanäle, wobei vom Gefässe *B* nach beiden Seiten Auslaufrohre abgezweigt sind, und sind die Behälter entweder wie bei dieser Figur in den Kanal selbst, oder wie in Fig. 16 seitwärts von demselben verlegt.

„ „ Fig. 17. Selbsttätiger Heberspülapparat von Rothe, zur Verwendung von gewöhnlichem Kanalwasser behufs Spülung. Derselbe besteht aus einem gekrümmten Rohr *b c e d*, das sich bei *b* vom Zuflussrohr *a f* nach unten abzweigt und in einen gemauerten Behälter *g* versenkt ist. Bei *c* ist dieses Rohr offen und bei *e* verengt (zur Erreichung der Heberwirkung). Von dem bei *a* zufliessenden Kanalwasser gelangt ein Teil durch die Öffnung an der Kanalsohle bei *b* in das Heberrohr und durch dessen Öffnung bei *c* in den Behälter, der sich auf diese Weise allmählich bis zum höchsten Punkt *e* des Heberrohres füllt, worauf dieses in Wirksamkeit tritt und den Inhalt des Behälters bis zur Öffnung *c* plötzlich nach *d* entleert. Zur Vermeidung des Eindringens von festen Gegenständen (Papier usw.) in das Heberrohr, wodurch dieses leicht verstopft werden könnte, ist die Eintrittsöffnung bei *b* mit einem Gitter versehen. Dieser Apparat ist stellenweise in Deutschland zur Anwendung gekommen (CBl. 1890, S. 51).

Zu den selbsttätigen Spülapparaten für Abzugskanäle gehört auch die im I. Teil dieses Werkes (2. Aufl. S. 136) unter den beweglichen Wehren beschriebene Klappe von Doell, welche beispielsweise bei den Kanälen in Bremen als Spülklappe in Anwendung ist.

„ „ Fig. 18—19_a. Transportable hölzerne Stauschleusen bei den Pariser-Kanälen. Bei kleineren Kanälen mit reichlicherem Wasserzufluss werden dort stellenweise transportable Schleusen von der Anordnung Fig. 18—18_a in der Art verwendet, dass sie von einem Arbeiter am Stiele gegen die Strömung gehalten werden, so dass bei seinem Rückwärtsschreiten die Ablagerungen durch den von der geöffneten Schütze kommenden Wasserstrahl fortgespült werden. Bei grösseren Kanälen ist die Schleuse zur Erleichterung des Transports auch wie bei Fig. 19—19_a an einem Schubkarren angebracht.

„ „ Fig. 20—20_a. Kanalreinigungswagen mit stellbarer Klappe, wie solche bei den grösseren Sammlern mit Banketten in Brüssel und in Paris verwendet werden. Der Apparat besteht aus einem, auf den Schienen der Bankette rollenden Plateauwagen *A*, an dem mittels Scharnieren eine in die Kanalrinne passende Klappe *B* in der Weise aufgehängt ist, dass das untere Ende

derselben durch eine Zugstange *c* beliebig hoch gehoben werden kann. Zu dem Zwecke hängt die Zugstange an einer Schraubenspindel, welche durch das Handrad *D* gehoben oder gesenkt werden kann. Die Klappe wird nun so tief niedergesenkt, dass das Wasser hinter derselben entsprechend hoch aufgestaut wird und unter der Klappe ein so starker Wasserstrahl austritt, dass er die davor befindlichen Ablagerungen fortspült. Hierbei wird der Wagen zugleich durch den Wasserdruck gegen die Klappe vorwärts geschoben, wobei dessen Bewegung mittels Bremse geregelt wird.

Taf. 16, Fig. 21. Schützenwagen angewendet in Paris, wobei statt der Klappe eine Schütze benutzt wird, welche mittels der Schraubenspindel *S* in Falzen niedergeschoben wird, unter gleichzeitiger Regelung der Bewegung des Wagens durch die Bremse *B*.

Taf. 17, Fig. 1. Kanalreinigungsschiff mit stellbarer Schütze, angewendet in Paris bei den grössten, nicht mehr von Wagen befahrenen Sammlern.

" " Fig. 2—2_a. Beweglicher Spülapparat für Tonrohrkanäle, angewendet in Berlin. Derselbe besteht aus einem kleinen Rollwagen, welcher von drei Kugeln getragen wird und das Kanalprofil im oberen Teil absperrt. Das hierdurch aufgestaute, unten in Form eines kräftigen Strahles austretende Kanalwasser spült die Ablagerungen vor sich fort, unter gleichzeitiger Fortschiebung des Apparates, dessen Bewegung durch beiderseits angebundene Seile geregelt wird (AdP. 1886, I.).

h. Einsteigeschächte, Lampenlöcher und Lüftungsanlagen.

Um die Abzugskanäle behufs Besichtigung, Reinigung usw. zugänglich zu machen, werden dieselben mit Einsteigeschächten versehen. Es sind dies gemauerte Schächte, welche entweder unmittelbar über dem Kanal oder seitwärts aufgeführt sind und im letzteren Falle durch eine wagrechte Galerie mit dem Kanal in Verbindung stehen. Die letztere Anordnung wird namentlich bei verkehrsreichen Strassen, zur Vermeidung von Verkehrsstörungen auf der Fahrbahn, angewendet. Die Einsteigeschächte werden gewöhnlich an den Strassenkreuzungen angelegt und erhalten eine gegenseitige Entfernung von etwa 100 bis 200 m.

Bei nicht begehbaren Kanälen werden oft zwischen den Einsteigeschächten in gegenseitigen Entfernungen von etwa 30 bis 40 m sog. Lampenlöcher angelegt, bestehend aus Tonrohren von 20 bis 25 cm Dmr., in welchen behufs Besichtigung des Kanals eine Laterne niedergesenkt wird, so dass man von den Einsteigeschächten (Revisionsbrunnen) durchblicken kann.

Da die aus dem Kanalwasser sich entwickelnden Gase sowohl für den Ablauf des Kanalwassers hinderlich, als auch für die in den Kanälen beschäftigte Mannschaft beschwerlich, sogar lebensgefährlich sein können, so ist die Beseitigung der Kanalgase (Kanalluft) durch Lüftung der Kanäle erforderlich. Hierfür werden entweder keine besondere Anlagen ausgeführt, indem man die Kanalgase durch die Einsteigeschächte, Lampenlöcher, Strasseneinläufe und die Regenrohre

an den Häusern entweichen lässt, oder es kommen zu dem Zwecke besondere Ventilationsschächte und Entlüftungsrohre zur Anwendung. Letztere münden entweder wie die ersteren in der Strassenfläche aus, oder werden dieselben an den Häusern entsprechend hoch emporgeführt.

Die für den Durchgang der Gase bestimmten Schächte werden mit durchbrochenen Klappen versehen, unter welchen zweckmässig eine Fangeplatte oder ein Gefäss angebracht wird, um zu vermeiden, dass die durchfallenden Unreinlichkeiten in den Kanal gelangen. Stellenweise werden bei diesen Schächten behufs Reinigung der durchstreichenden Kanalluft auch besondere Einsätze mit Kohlenfüllung benutzt. Die Ventilationsschächte dienen zuweilen auch zur Beleuchtung des Kanals.

Taf. 17, Fig. 3—3_e. Einsteigeschacht (Revisionsbrunnen) bei den Tonrohrkanälen in Berlin. Dieselben haben einen kreisrunden Querschnitt von 0,95 m Weite, welche nach der Mündung zu bis zu 0,55 m verengt ist. Zum Einsteigen sind an der Wand bügelförmige Steigeisen *s* im Zickzack eingemauert. Die Klappe *a* (Fig. 3_b – 3_c) ist für den Durchgang der Gase durchbrochen und befindet sich unter derselben ein nur in der Mitte durchlochter Blechdeckel *b* zum Auffangen der durchfallenden Unreinlichkeiten (Hbr.).

„ „ Fig. 4. Einsteigeschacht bei begehbaren Kanälen in Berlin. Derselbe ist unmittelbar über dem Kanal angebracht, so dass zwei Schachtwände auf den Kanalwänden aufruhen. Da die Mündung unter gewöhnlichen Verhältnissen keine grössere Weite zu haben braucht als etwa 0,5 bis 0,6 m, so erhält ein solcher Schacht nur bei kleineren Kanälen lotrechte Wände, während sie sonst von unten nach oben zusammenlaufend angeordnet werden. Im vorstehenden Beispiel sind zwei Wände geneigt und zwei lotrecht. Bei noch grösseren Profilen ist in Berlin statt der einen geneigten, nach dem Widerlagen geführten, eine auf dem Scheitelgewölbe ruhende lotrechte Wand angeordnet, ähnlich wie im folgenden Beispiel (Hbr.—AdP. 1886, I.).

„ „ Fig. 5. Einsteigeschacht über dem Kanal bei den Sammlern in Boston (GC. 1888, I., Nr. 17).

„ „ Fig. 6—7. Seitliche Einsteigeschächte in Boston. Der bei diesen zwei Beispielen über dem Kanal befindliche zweite Schacht dient zur Niederführung von Booten, welche zur Reinigung der Kanäle und zu Reparaturen verwendet werden, zu welchem Zwecke die Schachtmündung eine Weite von 1,22 × 3,35 m hat. Die Einsteigeschächte haben hier eine gegenseitige Entfernung von 122 m. Die Mündungen der Schächte sind mit durchbrochenen Klappen geschlossen, unter welchen zum Auffangen von Unreinlichkeiten Blecheimer aufgehängt sind (GC. 1888, I., Nr. 17).

„ „ Fig. 8. Seitlicher Einsteigeschacht in Paris.

„ „ Fig. 9. Entlüftungsrohr, zugleich Lampenloch, bestehend aus Tonrohren von 0,25 m Durchmesser (Stuttgart). Die durchbrochene Verschlussklappe liegt hier seitwärts von der Achse des Rohres, wodurch das Eindringen von Schmutz in das letztere vermieden wird (Db.).

wöhnlich keine besonderen Anstalten getroffen werden. Allein wenn durch die Ausscheidung der ungelösten Verunreinigungen deren Anhäufung im Vorfluter vermieden wird, so kann dies genügend sein um eine gefährliche Verunreinigung des Vorflutwassers zu vermeiden. Es werden dann selbst durchgedrungene pathogene Bakterien durch die selbstreinigende Wirkung der Flüsse meistens unschädlich gemacht (vrgl. JfG. 1890, Nr. 22).

Von den verschiedenen Reinigungsmethoden werden hauptsächlich die folgenden angewendet: das mechanische Klärverfahren (Absitzverfahren), das chemische Klärverfahren (Fällungsverfahren), das biologische Verfahren und das Berieselungsverfahren.

a. Das mechanische Klärverfahren.

Dieses Verfahren ist im Prinzip übereinstimmend mit dem gleichartigen Verfahren der mechanischen Reinigung des Trinkwassers, darin bestehend, dass das Abwasser in Klärbehältern durch Minderung der Geschwindigkeit zum Ablagern oder Absitzen gebracht wird. Dabei beginnt die Reinigung meistens mit dem Absetzen der schwereren Sinkstoffe in einem Sandfang, bestehend aus einem Raum mit vertiefter Sohle und so grosser Verbreiterung, dass darin die Geschwindigkeit auf etwa $^1/_{10}$ der Zuflussgeschwindigkeit vermindert wird. Darauf folgen verschiedene Abfangevorrichtungen zur Entnahme von gröberen Schwimmkörpern, und zwar zunächst für die an der Oberfläche oder nahe unter derselben schwimmenden (Papier, Korke, usw.), eine etwa 30 bis 50 cm tief reichende Eintauchplatte, sodann ein Rechen, Gitter oder Sieb mit einer Stab- bzw. Maschenweite, die zwischen etwa 4 und 20 m/m schwankt. Das Abstreifen dieser Abfangevorrichtungen geschieht entweder von Hand mittels einer Harke (Rechen) oder mechanisch mittels besonderer Maschinen.

An die Rechenanlage schliessen sich die Absitz- oder Klärbehälter, bestehend in Klärbecken oder Klärbrunnen. Erstere erhalten eine Länge von etwa 30 bis 40 m, äussersten Falles bis zu etwa 80 m und einen so grossen Querschnitt, dass die Geschwindigkeit in der Regel auf etwa 4 bis 6 mm/sk vermindert wird *). Nachdem es nachgewiesen ist, dass eine übermässige Länge der Becken den Kläreffekt nicht erhöht, indem die Hauptmenge der Schwebestoffe in den ersten Minuten sedimentiert, und über eine gewisse Zeit des Auf-

*) Nach den Versuchen von Steuernagel wird der Kläreffekt innerhalb gewisser Grenzen von der Durchflussgeschwindigkeit verhältnismässig wenig beeinflusst, und beträgt bei 4 mm Geschwindigkeit nur 12,35 % mehr als bei der 10 mal grösseren Geschwindigkeit von 40 mm. Daraus ergibt sich, dass eine Durchflussgeschwindigkeit von etwa 20 mm in den allermeisten Fällen genügen wird.

enthaltes hinaus dic Ablagerung sich nicht mehr erhöht, so empfiehlt es sich mit Rücksicht auf die Anlagekosten die Länge von Becken nicht über 40 m anzunehmen. Durch eine kleinere Länge wird auch der Vorteil erreicht, dass das Abwasser bei einem kürzeren Aufenthalt in den Becken nicht so leicht faulen kann und dadurch den Vorfluter weniger verunreinigt. Die Wassertiefe in den Becken soll an der seichtesten Stelle nicht unter $1{,}5$ m und die mittlere Tiefe nicht unter 2 m betragen. Von den seichtesten Stellen lässt man die Sohle derart fallen, dass der Schlamm nach einer oder mehreren tiefsten Stellen zusammläuft, welche mit Pumpensümpfen versehen oder mit einem Entleerungsrohr verbunden sind, welches in einen Sammelbrunnen ausmündet. Vom letzteren wird der Schlamm durch eine Saug- und Druckleitung nach besonderen Schlammplätzen (Schlammfeldern) weiterbefördert, wo er durch Verdunstung und Versickerung entwässert wird. Die Räumung des Sandfanges geschieht mittels eines Baggers.

Es werden immer mehrere Klärbecken nebeneinander angeordnet, damit bei der jeweiligen Reinigung des einen keine Betriebsunterbrechung stattzufinden braucht. An den beiden Enden sind die Becken mit Überfallwehren nach dem Sandfang und der Ablaufleitung zu versehen. Die Schlammsümpfe werden zweckmässig an den Beckenanfang verlegt, und die Sohle nach dem Ablauf zu mit einer Neigung von etwa 1 bis 2 % ansteigend angeordnet. Eine neuere Anlage dieser Art ist die folgende:

Taf. 17, Fig. $10-10_a$. Kläranlage von Znaim für 1000 cbm tägl. Trockenabfluss, ausgeführt in Stampfbeton und Eisenbeton von der Firma Rella u. Neffe in Wien (Betonkalender 1907, S. 333).

Die Klärbrunnen erhalten einen Durchmesser von etwa $4{,}5$ bis $7{,}0$ m und eine trichterförmige Sohle zur Ansammlung des Schlammes, von wo derselbe zeitweilig ausgepumpt wird. Von den zahlreichen Anordnungen solcher Brunnen-Kläranlagen hat sich die folgende gut bewährt.

Taf. 17, Fig. $11-11_e$. Kläranlage mit Emscher-Brunnen, so benannt nach der Emschergenossenschaft, welche das Verfahren in zahlreichen Städten zur Anwendung gebracht hat, darunter in Bochum (130 000 Einw.), Essen (50 000 Einw.) usw. Als besondere Vorzüge des Verfahrens wären hervorzuhalten: die Erzielung konzentrierten, schnell trocknenden Schlammes und dessen Herabminderung auf die Mindestmenge, dessen einfache Beseitigung, und dass derselbe bis zu einem halben Jahr in den Brunnen bleiben kann, ohne dass er entfernt werden muss. In den Abbildungen bedeuten: I Zulaufleitung, II Grobrechen, II_1 Abstreichrinne, III Zulauf- und Umlaufrinne, III_1 Handzugschieber, IV Klärbrunnen, IV_1 Tauchwände, IV_2 Bohlenabdeckung, V Schlammleitung, V_1 Handzugschieber, VI Schlammrinne, VII Entleerungsleitung, VIII Abflussschacht, IX Abflussleitnng.

Die Anlagen werden vom Patentinhaber Heinrich Scheven in Düsseldorf ausgeführt.

Die Erfolge der mechanischen Klärung sind sehr verschieden, und zwar können nach Steuernagel bei 4 mm Geschwindigkeit etwa 72 %, bei 20 mm

Geschwindigkeit 69 % und bei 77 mm Geschwindigkeit 42 % der organischen Schwebestoffe ausgeschieden werden. Um etwa 60 % der Schlammstoffe auszuscheiden genügt ein Aufenthalt des Wassers im Becken von 25 Minuten. Längerer Aufenthalt bedingt nur grössere Baukosten, ohne praktischen Nutzen, denn 22 % aller feineren Schlammstoffe können nach Steuernagel im Becken überhaupt nicht abgefangen werden.

Dieses Verfahren leidet an dem Übelstand, dass der ausgeschiedene Schlamm in den meisten Fällen landwirtschaftlich fast gar nicht zu verwenden ist (hauptsächlich wegen des zu grossen Fettgehaltes), daher dessen Deponierung ausgedehnte Geländegebiete erfordert, zumal der Fettgehalt auch für die Trockenlegung der Schlamm-Massen hinderlich ist.

b. Das chemische Klärverfahren.

Dieses Verfahren beruht auf dem gleichen Prinzipe wie die chemische Reinigung des Trinkwassers, nämlich darauf, dass durch Zusetzen von chemischen Fällmitteln besondere Niederschläge erzeugt werden, welche beim Niedersinken die Schwebestoffe mitreissen.

Man unterscheidet das rein chemische und das chemisch-mechanische Verfahren. Das erstere, hauptsächlich nur bei kleineren industriellen Anlagen zur Anwendung kommende Verfahren umfasst die Ausfällung ohne besondere Anordnungen zur darauf folgenden Ablagerung, während beim zweiten Verfahren der chemischen Behandlung eine mechanische Reinigung in Klärbehältern der oben besprochenen Art folgt. Die hierbei verwendeten Chemikalien sind Kalk-, Tonerde-, Eisen-, Magnesium- oder Aluminiumsalze, von welchen einzelne zugleich den Schlamm verwendbarer machen können. Die Fällmittel werden vor dem Eintritt in die Klärbehälter in einer besonderen Mischkammer (Mischgefluder) dem Abwasser zugesetzt.

Da bei diesem Verfahren durch die chemische Fällung die Menge des ausgeschiedenen Schlammes noch grösser ist als bei der rein mechanischen Reinigung, so macht sich hierbei der Übelstand der schweren Schlammbeseitigung in noch höherem Grade geltend. Ausserdem erzeugen gewisse Chemikalien unangenehme Vereinigungen im Vorfluter. Es ist daher das chemische Reinigungsverfahren, welches früher in vielen Städten ausschliesslich angewendet wurde, in neuerer Zeit vielfach wieder aufgegeben werden, und dürfte gegenwärtig wohl nur noch dort in Frage kommen, wo die mechanische Reinigung mit Rücksicht auf die Beschaffenheit des Vorfluters nicht ausreicht und wo das biologische Verfahren und die Berieselung ausgeschlossen sind. Ein interessantes Beispiel

über die Anwendung dieses Verfahrens und die damit gemachten Erfahrungen erbietet die Abwasserreinigung von Frankfurt a/M.

Taf. 17, Fig. 12—13. Entwicklung der Abwässer-Kläranlage zu Frankfurt a/M. Fig. 12—12a zeigt die Anlage für das ursprüngliche chemisch-mechanische Verfahren. Diese in den neunziger Jahren in Anwendung gewesene, überwölbte, unterirdische Anlage enthielt am Einlauf zunächst einen Sandfang *A*, wo die Geschwindigkeit auf etwa 5 mm/sk herabgemindert wurde. Darauf folgten Eintauchplatten und ein Sieb *B*, letzteres von 3 cm Machenweite und vierteilig, so dass jeder Teil ausgeschaltet und gereinigt werden konnte. In der darauf folgenden Mischkammer *C* wurden dem Wasser die in Tonrohrleitungen zugeführten Chemikalien (Kalkmilch und schwefelsaure Tonerde) zugesetzt, worauf es zunächst in eine Einlaufgalerie *D* gelangte, von wo es durch absperrbare Schützen-Öffnungen von 2 m Breite in die vier Klärbecken *E* von 82,4 m Länge und je 6 m Breite eintrat. Die Sohle war nach dem Auslaufende zu derart geneigt, das die Wassertiefe von 2 auf 3 m zunahm, und dadurch die Geschwindigkeit von etwa 5 auf 3 mm/sk abnahm. Dabei wurde der Weg durch das Becken in etwa 6 Stunden zurückgelegt. Das geklärte Wasser gelangte sodann über Ablaufwehre, welche in 3 cm Schichtstärke überströmt wurden, in eine Ablaufgalerie *F*, von wo es durch den Ablaufkanal *G* in den Mainfluss gelangte.

Durch diese Anlage konnten bei Regen bis zu 36 000 cbm Wasser geklärt werden; bei stärkerem Zufluss traten die vor dem Einlauf angebrachten Notauslässe in Tätigkeit. Zur Entleerung des Schlammes aus einem Becken wurde nach Abschluss der Einlassöffnung an der Zuleitungsgalerie zunächt das Wasser schichtenweise abgelassen und sodann der Schlamm ausgepumpt. Im Mittel wurden für 1 cbm Wasser 0,04 kg Kalk und 0,17 kg Tonerde verwendet und betrugen die Kosten der Reinigung einschliesslich Rente nnd Amortisation 1,5 Pf. für 1 cbm Kanalwasser, oder ungef. 1 Rmk. pro Person und Jahr (TFF. 1902, S. 103).

Die mit dieser Anlage im Laufe von mehreren Jahren gemachten Erfahrungen haben jedoch gezeigt, dass die mit der chemischen Behandlung gewonnenen Erfolge in keinem Verhältnis zn den Mehrkosten gegenüber der einfachen mechanischen Reinigung standen, und dass die Nebenwirkungen der Chemikalien mehr Nachteile als Vorteile im Gefolge hatten. Auch auf die grosse Länge der Becken war nach dem Ausfall der Versuche kein besonderes Gewicht zu legen, wogegen die Durchflussgeschwindigkeit 4 mm/sk nicht übersteigen sollte.

Dem entsprechend wurde die Anlage im Jahre 1904 in Übereinstimmung mit Fig. 13 für blosse mechanische Reinigung umgebaut und erweitert. Dabei wurden zu beiden Seiten der in der Mitte liegenden Einlaufgalerie je 7 Klärbecken von nur 41 m Länge angeordnet, durch welche die Abwässer nach den längs der beiden Stirnseiten des Gesamtklärraumes verlaufenden Ableitungsgalerien gelangen. Vor Eintritt in die Einlaufgalerie gehen sie durch den in einem besonderen Anbau vor der Mitte der einen Längsseite untergebrachten, mit einem beweglichen, elektrisch angetriebenen Radrechen, Bagger und Schlammförderbändern ausgerüsteten Sandfang.

Man kam in Frankfurt zu der Überzeugung, dass dort die grosse Wasserführung des Mains (47 cbm/sk bei N. N. W. und 175 cbm/sk bei M. W.) eine solche einfache mechanische Reinigung unbedenklich erscheinen lässt (CBl. 1904, Nr. 2).

c. Das biologische Verfahren.

Dieses Verfahren hat seinen Namen daher, dass es auf der Mitwirkung von Bakterien zur Reinigung des Abwassers beruht. Es besteht darin, dass man die Abwässer durch Schichten von Schlacke, Koks, Seinschlag, Torf usw. (Oxydationskörper, Kontaktbette, Brockenkörper, auch Filter genannt) hindurchsickern lässt, wo die zurückgelassenen Ablagerungen durch Oxydation und die Mitwirkung von Bakterien (Nitrifikationsbakterien) zersetzt (mineralisiert) und ausgeschieden werden. Man unterscheidet das intermittierend arbeitende Füllverfahren und das kontinuierlich arbeitende Tropfverfahren.

Beim Füllverfahren wird das Abwasser in gemauerte Becken eingelassen, wo es über dem etwa 1 m hohen Bette $^1/_2$ bis 2 Stunden verbleibt, worauf es abgelassen und das Bett zur Wiederbelebung (Regenerierung) mindestens ebenso lange Zeit der Einwirkung der durchstreichenden Luft ausgesetzt wird. Wenn das von einem solchen (primären) Oxydationskörper abfliessende Wasser nicht rein genug ist, kann eine weitere Reinigung durch Aufbringen auf einen zweiten (sekundären) Oxydationskörper erreicht werden (doppelte Filterung). — Beim Tropfverfahren wird das Bett 1,5 bis 2,5 m hoch frei aufgeschichtet, so dass von allen Seiten die Luft frei durchstreichen kann. Das Wasser wird durch Rinnen, Kippvorrichtungen oder durch Zerstäuber (Brausen, gelochte Rohre, Sprinkler) über dem Bette gleichmässig verteilt, so dass es tropfweise durch den Brockenkörper durchsickert und sich der Vorgang der Füllung und Durchlüftung gewissermassen gleichzeitig vollzieht. — Beim Füllverfahren erhält der Brockenkörper eine Korngrösse von etwa 6 bis 8 mm und beim Tropfverfahren eine solche von etwa 20 mm. Bei beiden Verfahren braucht der Brockenkörper einige Wochen um sich einzuarbeiten, wonach das abfliessende Wasser erst die normale Reinheit erhält. — Brockenkörper aus brennbaren Stoffen, wie Koks und Torf haben den Vorteil, dass sie später als Brennmaterial Verwendung finden können.

Bei Anwendung einer Vorreinigung wird dieselbe entweder in der besprochenen Art in Klärbehältern oder in sog. Faulkammern vorgenommen. Letztere sind abgedeckte Behälter, wo unter der Mitwirkung von Bakterien durch Fäulnis und Gasentwicklung eine Ablagerung und Schlammverminderung eintritt.

Nach Rella kann bei gründlicher Vorreinigung beim Füllverfahren 1 qm Fläche etwa $^1/_2$ cbm Abwasser und beim Tropfverfahren 1 cbm Brockenkörper bis zu 0,7 cbm Abwasser täglich reinigen. Der erzielte Reinheitsgrad ist ein bedeutender und wird nur durch das Rieselverfahren übertroffen. Pathogene Keime werden jedoch nicht mit Sicherheit vernichtet, weshalb bei jedem Reinigungsverfahren mit Ausnahme der Berieselung als Grundsatz gelten sollte, in Epidemiezeiten die Kanalwässer zu desinfizieren, was am besten mit Chlorkalk ge-

schieht, wobei der überschüssige Chlorkalk mit Eisenvitriol unschädlich gemacht werden kann.

Die grösste biologische Kläranlage dürfte zurzeit diejenige von Wilmersdorf bei Berlin sein. Dieselbe wird nach vollständigem Ausbau die Abwässer von 600 000 Menschen reinigen können.

d. Das Rieselverfahren.

Der Rieselbetrieb besteht in der Ableitung der Kanalwässer auf hierzu besonders eingerichtete Felder (Rieselfelder), wo sie teils von den Gewächsen verbraucht, teils zur Verdunstung gebracht und durch Versickeruug in den Boden gefiltert werden. Man kann annehmen, dass hierbei etwa 20 % auf die Gewächse und die Verdunstung und 80 % auf die Versickerung entfallen. Für den Rieselbetrieb eignet sich am besten sandiger Lehmboden, sowie Sand- und Kiesboden. Um mit Rücksicht auf die Erwerbskosten der Felder mit möglichst beschränkten Gebieten zurechtzukommen, geschieht deren Bewässerung möglichst ergiebig, soweit es die bezüglichen Kulturarten nur vertragen. Die Grösse der erforderlichen Flächen ergibt sich aus der jährlichen Abfuhrmenge, und der für den fraglichen Boden zulässigen jährlichen Wasserhöhe, welche je nach der Durchlässigkeit des Bodens usw. etwa 0,9 bis 2,5 m (bzw. 25 bis 68 cbm täglich auf 1 ha Fläche) betragen kann. Bei grösseren Wasserhöhen müssen jedoch Klärbecken zur Anwendung kommen, in welchen die gröberen Sinkstoffe vorher abgelagert werden. Es kann sich darin die tägliche Leistung bis auf etwa 100 cbm pro ha steigern. Bei den Rieselanlagen von Paris werden sogar durchschnittlich 4 bis 5 m Wasserhöhe jährlich (bzw. 110 bis 137 cbm pro Tag und ha) aufgebracht.

Im Winter wird die gesamte Abfuhrmenge durch Verdunstung und Filtration beseitigt. Die hierbei sich ablagernden festen Bestandteile werden dann als Dünger für die folgenden Pflanzungen verwendet.

Das mittels Drainagen abgeleitete Abflusswasser der Rieselfelder ist meistens von klarer Farbe, geruch- und geschmacklos und enthält weder Bestandteile des Harns noch solche der festen Abfallstoffe und nur unbedeutende Mengen von Mikroorganismen, weshalb es meistens ohne Bedenken in Flüsse abgeleitet werden kann. Der Rieselbetrieb entspricht daher auch am meisten den hygienischen Forderungen. Da das Verfahren auch noch den Vorteil eines einfachen und bequemen Betriebes erbietet, so kann es zurzeit überhaupt als das zweckmässigste angesehen werden. Dasselbe kann sich aber, hauptsächlich durch hen erforderlichen Bodenerwerb, verhältnismässig teuer stellen, so dass gewöhnlich der Ertrag der Rieselfelder nicht genügend ist, um die Kosten für die Renten des An-

lagekapitals und den Betrieb zu decken. So bedingten beispielsweise für das Jahr 1879 die Rieselfelder von Berlin eine Abgabe von 5 bis 5,5 Mk., jene von Danzig (wo die angewendeten Dünenflächen früher wertlos waren) 0,5 bis 0,7 Mk. und jene von Breslau 0,35 Mk. pro Einwohner (HZ. 1881, S. 349).

Die grossartigsten Beispiele der Anwendung dieses Verfahrens erbieten die Städte Berlin und Paris.

Taf. 18, Fig. 1. Übersichtsplan der Kanalisation von Berlin. Diese auf ausschliesslicher Anwendung des Rieselbetriebes gegründete Entwässerung wurde im Jahre 1873 von Hobrecht entworfen, nachdem Virchow in einem im Jahre vorher erschienenen Berichte dargelegt hatte, dass die unmittelbare Einführung der Abwässer in die Spree, auch wenn dieselben keine Abortstoffe enthalten würden, unzulässig, und eine ausreichende Desinfektion der Abwässer chemisch und finanziell unausführbar gewesen wäre. Nach diesem Entwurf wurde das Weichbild der Stadt in 12 Einzelgebiete von ungefähr gleicher Fläche, ihrer Lage wegen Radialsysteme genannt, abgeteilt, von denen jedes als selbständiges Entwässerungsgebiet gedacht war, in welchem die Schmutz- und Regenwässer (einschliesslich der Abortstoffe), auf einer Pumpstation gesammelt und mittels Dampfkraft in eisernen Druckrohrleitungen den Rieselfeldern zum Zwecke der Reinigung zugeführt werden sollten. Von diesen 12 Radialsystemen sind 11 in den Jahren 1873—1887 zur Ausführung gekommen. Der Ausbau des Systemes XI sollte widriger Verhältnisse wegen erst im Jahre 1906 begonnen werden.

Die Sammelkanäle führen mit freiem Gefälle nach einem auf der Pumpstation angeordneten Sammelbehälter, dem sog. Sandfang, von wo das Wasser mittels Druckpumpen durch Rohrleitungen von 0,75 m, 1,0 m und 1,2 m Weite und 8 bis 26 km Länge nach den 20 bis 30 m höher als die Stadt gelegenen Rieselfeldern befördert wird. Die Leitungen bestehen im allgemeinen aus gusseisernen Muffenrohren von 4 m Länge, doch sind in neuerer Zeit zu grösserer Sicherheit gegen Rohrbrüche in der Stadt und an sonst irgendwie gefährdeten Stellen auch schmiedeiserne Muffenrohre von 6 m Länge und 12 bis 13 mm Wanddicke, mit Bleidichtung, zur Anwendung gekommen. Nach den dort in rd. 30 Jahren gesammelten Erfahrungen mit schmiedeisernen Konstruktionen im Kanalwasser und in der Erde hat man wegen der Abrostung keine Bedecken gegen die Anwendung dieser Rohre. Sie werden aus Siemens-Martin-Flusseisenblechen hergestellt, welche an zwei Längsnähten mittels Wassergasgebläses zusammengeschweisst werden.

Im Jahre 1904 förderten die Pumpstationen I bis X und XII für Kopf und Tag 126 Liter. Da gleichzeitig der Verbrauch an Wasser aus den städtischen Wasserwerken durchschnittlich nur 84,17 l für Kopf und Tag betrug, so förderten die Pumpstationen 41,83 l unreines Wasser mehr nach den Rieselfeldern, als die Wasserwerke an reinem Wasser in die Stadt hineingeführt haben. Dieses Mehr wird gebildet durch Regenwasser, das aus Strassen und Hofbrunnen entnommene Wasser usw.

Der Boden in der Umgebung der Stadt ist für den Rieselbetrieb insofern günstig, als derselbe oberst aus einer durchlässigen Sandschicht besteht. Da aber diese Schicht nur eine Mächtigkeit von 1 bis 1,5 m hat und der Sand überdies sehr feinkörnig ist, so waren für die Rieselfelder verhältnismässig grosse Flächen erforderlich. Sowohl mit Rücksicht auf einen möglichst billigen Grunderwerb, als auch zur Erreichung möglichst kurzer Abzugsleitungen von den Rieselfeldern wäre es am zweckmässigsten gewesen, dieselben ins Spreetal zu verlegen, was aber teils wegen der häufigen Überschwemmungen, teils wegen der ungünstigen Bodenbeschaffenheit dort nicht in Frage kommen konnte.

Bezüglich der Entfernung der Rieselfelder von der Stadt, wäre einerseits mit Rücksicht auf die Kosten der Druckleitungen eine möglichst nahe Lage erwünscht gewesen, während sanitäre Bedenken eine grössere Entfernung geboten sein liessen. Es wurden daher zwei Gruppen von Gütern hierfür gewählt, die eine im Süden, ungef. 12 km von der Stadt und die andere nordwestlich in ca. 3 km Entfernung. Der Gesamtpreis dieser ursprünglich 5370 ha umfassenden Güter betrug 10 673 000 Mk.

Seitdem ist durch weiteren Ankauf bis zum Jahre 1906 das gesamte Rieselfeldareal auf 15 724 ha gestiegen.

Die Wassermenge welche diesen Feldern zugeführt werden sollte, wurde im Mittel auf 10 000 bis 12 000 cbm pro ha und Jahr, also eine jährliche Wasserhöhe von bzw. 1,0 bis 1,2 m festgestellt. (Im Betriebsjahre 1904/5 kamen im Gesamtdurchschnitt 11 951 cbm auf 1 ha). Von der Gesamtfläche werden ungefähr 78,8 % für die eigentliche Berieselung angewendet, während der Rest von den offenen Leitungen, Gärten, Parks, Wäldern, Gebäuden und von unbebauten Flächen eingenommen wird.

Die Verteilung des Kanalwassers auf den Rieselfeldern geschieht durch ein System von gusseisernen Rohren und Tonrohren, welche zum grössten Teil über der Erdfläche liegen, sowie durch offene Zuleitungsgräben von 0,5 bis 1 m Tiefe und 0,3 bis 0,5 m Sohlenbreite, welche in der Regel von Erddämmen von 0,3 bis 0,5 m Kronenbreite eingefasst sind, und durch die eigentlichen Bewässerungsgräben und Furchen, welche sich zwischen den Beeten hinziehen. Es gibt bei diesen Rieselfeldern drei Arten von bewässerten Gebieten: Wiesen, Aecker und Staubehälter, bei den bzw. am meisten geneigten, weniger geneigten und nahezu horizontalen Flächen. Die Aecker, welche mit Gemüsen, Ceralien, Ostbäumen usw. bebaut werden, sind durch Furchen von 0,5 bis 1,0 m Tiefe in Beeten von 20 bis 25 m Länge und 0,3 bis 0,5 m Breite abgeteilt, in welchen Furchen nur soviel Wasser eingelassen wird, dass nur die Wurzeln der Gewächse befeuchtet werden. Die Bewässerung der Wiesen geschieht nach dem sog. Rückenbausystem, wobei der Boden zu dachförmigen Flächen von 40 bis 50 m Breite und 60 m Länge eingerichtet ist, über welche das Wasser täglich unter 3 bis 4 Stunden fliesst. Die Staubehälter sind Gebiete von 2 bis 9 ha, welche von Erddämmen von 0,7 bis 1 m Höhe und 4 bis 6 m Breite eingeschlossen sind, und welche im Winter bis zu einer Höhe von 0,3 bis 0,5 m gefüllt gehalten werden. Im Frühjahr hört die Zufuhr zu diesen Gebieten auf, worauf der Boden nach gehöriger Trocknung bepflanzt wird.

Die Ableitung des durchsickernden Wassers geschieht durch ein System von Drains von 6 bis 7 cm Weite, welche in Abständen von 8 m in 1,75 m Tiefe verlegt sind.

Bezüglich der Funktion dieser Rieselfelder wäre noch zu erwähnen, dass erfahrungsgemäss bei denselben der Boden mit der Zeit weder seine filtrierende Eigenschaft verliert noch die Filtration weniger gründlich wird. Ferner haben sich die sanitären Verhältnisse der Bevölkerung jener Gebiete so günstig erwiesen, dass dort sogar mehrere Heimstätten für Genesende und Krankenhäuser errichtet wurden, welche die Anerkennung der Ärzte gefunden haben und sich eines wachsenden Zuspruchs erfreuen (CBl. 1884, 1885—AdP. 1886 —TFF. 1896—IW.).

Taf. 18, Fig. 2—2_e. Anwendung des Rieselbetriebes in Paris. Bis vor ungefähr 40 Jahren wurden die gesamten Kanalwässer von Paris, in einer täglichen Menge von etwa 440 000 cbm, unmittelbar ausserhalb der Stadt in die Seine entleert. Wiewohl bis zu jener Zeit dort das Schwemmsystem (Abfuhr

aller Abwässer einschliesl. der Abortstoffe durch die Kanäle) noch nicht eingeführt war und nur die Ableitung sämtlicher flüssiger Abfallstoffe in die Kanäle, unter Anwendung von sog. Filtertonnen für die Aborte, zulässig war, so wurde hierbei dennoch der Fluss in so hohem Grad verunreinigt dass damit, namentlich bei epidemischen Krankheiten, nicht nur für die Bevölkerung der Stadt, sondern auch für die Anwohner am unteren Flusslauf grosse sanitäre Gefahren verbunden waren. Die Verunreinigungen machten sich nämlich bis in die Gegend von Mantes (150 km von Paris, längs der Seine) geltend. Ausserdem bildeten sich an den Kanalmündungen im Flusse so bedeutende Ablagerungen, dass mit deren Beseitigung ein jährlicher Kostenaufwand von etwa 100 000 Fr. verbunden war.

Zur Beseitigung dieser Übelstände, und um zugleich die Einführung der Schwemmkanalisation zu ermöglichen, wurde die Einführung des Rieselbetriebes in Frage gestellt und zu dem Behufe im Jahre 1869 die erste Anlage dieser Art auf der Seine-Halbinsel von Gennevilliers (Fig. 2) ausgeführt. Diese ursprünglich nur probeweise angelegten, eine Fläche von 51 ha umfassenden Felder wurden bald auf 776 ha erweitert, wodurch ungefähr $^1/_5$ der gesamten Abflussmenge der Stadt untergebracht werden konnte. Die mit diesen Anlagen erreichten guten Resultate, sowie der Umstand, dass sich die Notwendigkeit der Schwemmkanalisation immer mehr geltend machte, veranlasste später den Beschluss, den Rieselbetrieb in so grossem Masstab einzuführen, dass damit der grösste Teil der Abwässer der Stadt, beseitigt und zugleich die Schwemmkanalisation allgemein eingeführt werden sollte. Zu dem Zwecke wurde im Jahre 1889 auf der Seineinsel von St. Germain bei Achéres ein neues Gebiet von 1 000 ha erworben und für den Rieselbetrieb eingerichtet.

Während auf den Rieselfeldern von Gennevilliérs hauptsächlich ein Teil der Abwässer des „collecteur du Nord“ zur Anwendung kommt, nämlich durch eine Verzweigung dieses Sammlers (dérivation de St. Ouen, vrgl. Taf. 14, Fig. 23) welche mit natürlichem Gefälle über die Seine zu den Rieselfeldern geführt ist (der Hauptzweig dieses Sammlers mündet bei St. Denis unmittelbar in den Fluss) münden alle übrigen Sammler in eine gemeinsame Brunnenanlage in der Vorstadt Clichy, von wo die Abwässer unter Anwendung eines Pumpwerkes von 1 200 PS zum grössten Teil nach den Anlagen in Achères und teilweise auch nach Gennevilliérs befördert werden.

Die Leitung nach Achères ist für eine sekundliche Wassermenge von 9,75 cbm berechnet, was nahezu dem Doppelten der gesamten Abwässer der Stadt entspricht. Dieselbe hat von Clichy bis zum jetzigen Ende am rechten Seine-Ufer eine Länge von 15,5 km nebst der von diesem Punkte zu den Rieselfeldern am linken Ufer leitenden Verzweigung von 860 m. Von der ersteren Länge besteht kaum $^1/_3$ aus Druckleitungs-Strecken, während die übrigen Teile gemauerte Leitungen mit natürlichem Gefälle sind (Fig. 2_a—2_c). Das Pumpwerk in Clichy befördert nämlich die Wassermassen nur mittels eines Dükers unter der Seine nach dem jenseitigen Ufer, von wo dieselben die ganze Halbinsel von St. Germain mit natürlichem Gefälle (von 1 : 2000) durchkreuzen. Am Ende dieser Strecke befindet sich wieder ein Pumpwerk (jenes von Colombes), welches die Wassermassen unter der Fahrbahn der Strassenbrücke von Argenteuil nach dem jenseitigen Ufer und zum darauf folgenden Plateau von Argenteuil bis zu einer Höhe von 37,7 m befördert, von wo sie dann wieder bis zum Ende der Leitung mit natürlichem Gefälle (1 : 2000) abfliessen.

Nachdem aber durch die Anlagen in Achères doch nur ungefähr $^1/_4$ der gesamten Abflussmenge untergebracht wurde, und somit immer noch ungefähr die Hälfte in die Seine entleert werde musste, so wurden in neuester Zeit am unteren Flusslauf noch weitere Gebiete zu gleichem Zwecke erworben, nämlich

bei Méry (500 ha), wohin die Achères-Leitung zunächst verlängert werden sollte, während noch weitere Gebiete für die folgenden Erweiterungen in Aussicht genommen sind. Diese neuen Anlagen sollen sich vorläufig bis in die Gegend von Meulan (Fig. 2) erstrecken, können aber künftighin ohne Schwierigkeit bis nach Mantes verlängert werden.

Speziell bezüglich der Anlagen in Gennevilliérs mögen noch folgende Mitteilungen gemacht werden. Die Verteilung des Wassers geschieht hier ausschliesslich in geschlossenen Rohrleitungen (gewöhnliche Betonrohre nnd Monier-Rohre), wodurch eine grössere Reinlichkeit ermöglichst ist, als bei offenen Gräben. — Fig. 2_d—2_e zeigt die Art der Entnahme des Wassers aus den Rohrleitungen behufs Bewässerung der Furchen, wozu gebogene Zweigrohre benutzt werden, welche oben mit einem Schraubenventil geschlossen sind (Dulton-Rohre).

Wiewohl die durchlässige Erdschicht bei diesen Rieselfeldern zwischen $2^1/_2$ und 3 m stark ist, so erwies sich dennoch, hauptsächlich aus hygienischen Rücksichten für die Bewohner des Gebietes, eine besondere Drainierung des Bodens als notwendig. Es zeigte sich nämlich vor Einführung der Drainage (1874) unter den Bewohnern ein ständig zunehmendes Wechselfieber nebst Ruhr, während später der Gesundheitszustand ein sehr befriedigender geworden ist, so zwar dass sich dort sogar eine kleinere Sterblichkeitsziffer ergab als in den angrenzenden Gebieten. Das ablaufende Drainwasser ist auch hier so rein, dass darin sogar Forellen mit Erfolg gezogen werden konnten. Die Drains bestehen aus durchlöcherten Zementrohren und glasierten Tonrohren von 0,3 bis 0,45 m Weite, welche auf 4 m Tiefe verlegt sind. Dieselben werden jährlich mittels Stahlbürsten gereinigt.

Im Jahre 1893 wurden auf diesen Feldern im Mittel 43 000 cbm Abwässer pro ha verbraucht, es gibt aber dort auch besondere Versuchsfelder von ca. 6 ha mit möglichst intensiver Bewässerung, wo 80 000 bis 130 000 cbm pro ha aufgebracht worden sind, ohne Schaden für die hierfür gewählten Gewächse oder für das Filtrationsvermögen des Bodens.

Die gesamten Anlagekosten für die Rieselfelder von Gennevilliérs betrugen bis in die neuere Zeit 5 200 000 Fr. und belaufen sich die jährlichen Unterhaltungs- und Betriebkosten auf ungef. 418 000 Fr. Der Bodenerwerb bedingte eine Ausgabe von 10 000 bis 12 000 Fr. pro ha, es mussten aber in einzelnen Fällen auch 20 000 bis 22 000 Fr. pro ha bezahlt werden. Die Felder werden gegen 100 bis 450 Fr. pro ha verpachtet; die jährliche Bruttoeinnahme der Anbauer soll 3 000 bis 10 000 Fr. pro ha betragen (AdP. 1895—GC. Tome XXIV, XXVII, XXVIII—NA. 1895—ÖM. 1896—TFF. 1896).

E. Beseitigung der Fäkalien.

Die festen Abfallstoffe der Städte sind von zweierlei Art, nämlich teils die gewöhnlichen Abfälle von Haushalt (Kehricht, Küchenabfälle), Strassenreinigung, Industrie usw. (sog. Müll) teils die Fäkalien (Abortstoffe). Die gewöhnlichen Abfälle werden an passenden Stellen (in Kästen, Gruben) gesammelt und mittels Wagen fortgeschafft, eventuell verbrannt (in hierfür besonders eingerichteten Küchenherden, oder in Zentralheizungsöfen). Die Beseitigung der menschlichen Abfälle dagegen geschieht in verschiedener Art, dem entsprechend es verschiedene Reinhaltungssysteme gibt, von denen die wichtigsten

die folgenden sind: Das Grubensystem, das Tonnensystem, das Liernur'sche Differenziersystem und die Schwemmkanalisation (Wasserklosettsystem).

1. Das Grubensystem.

Bei dieser primitivsten Art der Reinhaltung gelangen die sämtlichen Abortstoffe unmittelbar in eine in den Erdboden versenkte Grube (Latrine) oder in einen hölzernen oder eisernen Behälter, von wo dieselben in entsprechenden Zeitintervallen entleert und mittels Fuhrwerken beseitigt werden. Die mit diesem Systeme verbundenen Nachteile bestehen hauptsächlich in der Verbreitung von üblem Geruch aus den Gruben, der Möglichkeit einer Verunreinigung des Bodens bei allfälligen Undichtheiten, der möglichen Verbreitung von Gestank bei der Entleerung der Gruben und beim Transport der Abfälle durch die Strassen, sowie in vielen Fällen auch in verhältnismässig grossen Kosten für die Beseitigung der Abfälle.

Da sich der üble Geruch der Gruben am meisten fühlbar macht, wenn sich dieselben innerhalb der Wohngebäude befinden, so kann dieser Übelstand dadurch gemindert werden, dass die Gruben, bzw. die Aborte in besondere, von den Wohngebäuden abgeschiedene Räume verlegt werden. Dies ist beispielsweise in den finnischen Städten der Fall, wo dieses System noch das allgemein übliche ist. Nachdem aber die Anwendung solcher Aborte, namentlich im Winter sehr unbequem ist, so pflegt man hier die Wohnungen auch mit sog. Luftklosetten, teilweise auch mit Wasserklosetten zu versehen. Nachdem ferner der Geruch der Gruben hauptsächlich auf dem Gährungsprozess beruht, welcher durch Berührung der flüssigen Abfallstoffe mit den festen entsteht, so kann derselbe wesentlich gemindert werden, durch Mischung der Abfälle mit Torfstreu, welche die flüssigen Stoffe absorbiert. Hierdurch werden die Abfälle auch zu Dünger besser geeignet.

Die Gruben sind entweder in den Erdboden versenkt und erhalten dann eine mit Asphalt u. dgl. gedichtete Verkleidung aus Mauerwerk oder Holz, in Form von entsprechend gedichteten hölzernen Kästen. Da man bei dieser Anordnung über allfällige Undichtheiten und die dadurch mögliche Verunreinigung des Bodens keine Kontrolle hat, so können statt dessen freistehende Kästen, zur Anwendung kommen, welche behufs Untersuchung überall zugänglich und über einem wasserdichten Boden aufgestellt sind. Zur Vermeidung von Unreinlichkeit und Gestank beim Entleeren der Gruben und beim Transport der Abfälle wird pneumatisches Entleeren mittels Pumpe in Wagen mit luftdicht verschliessbarem Gefässe angewendet.

Wiewohl die Fäkalien als Dünger eine gute Verwendung finden können,

so werden durch den erreichbaren Preis die Kosten für die Fortschaffung derselben meistens nicht gedeckt. So erwuchs hieraus beispielsweise in Helsingfors im Jahre 1891 eine durchschnittliche Ausgabe von 1,5 Fr. pro Einwohner.

2. Das Tonnensystem.

Dieses System kennzeichnet sich dadurch, dass die Aborte mit Fallrohren in Verbindung stehen, welche in hermetisch anschliessende Tonnen (gewöhnlich aus Blech) ausmünden, so dass diese bei jeweilig vollbrachter Füllung fortgenommen, luftdicht geschlossen werden, und so für den Transport bereit sind. Nachdem hierdurch an der Sammelstelle kein übler Geruch entwickelt wird, können bei diesem System die Aborte auch in den Wohngebäuden untergebracht sein, indem man dann die Fallrohre in den Kellerräumen ausmünden lässt. Da aber hierbei die Aborte und Fallrohre gewöhnlich nicht gespült werden, so kann allerdings der von diesen kommende Geruch beschwerlich sein.

Nachdem ferner auch hierbei die mit der Fortschaffung der Abfallstoffe verbundenen Kosten durch deren Preis gewöhnlich nicht gedeckt zu werden und der Urin als Dünger überdies minderwertig, sowie dessen Ableitung in die Abzugskanäle überall statthaft ist, so bestehen bei diesem System Anordnungen, welche bezwecken, den Urin von den Abfällen abzuscheiden und die Kanäle ablaufen zu lassen. Dies geschieht entweder dadurch dass derselbe durch eine entsprechende Anordnung des Abortes in vorhinein unabhängig abgeleitet wird, oder durch Anwendung von sog. Filtertonnen.

Das Tonnensystem hat eine sehr ausgedehnte Anwendung und hat sich in vielen grösseren Städten gut bewährt (z. B. in Stockholm, Heidelberg, Augsburg).

3. Das Liernur'sche Differenziersystem.

Hierbei wird der Urin wie im vorgenannten Falle gleichfalls im Aborte in vorhinein abgeschieden und in die Abzugskanäle abgeleitet, während die festen Abfallstoffe in besonderen, in frostfreier Tiefe verlegten unterirdischen Leitungen auf pneumatischem Wege (durch Ansaugen mittels eines zentralen Pumpwerkes) nach einem Zentralgebäude befördert und dort zu Poudrette verarbeitet werden. Letztere kommt dann in Tonnen verpackt als Handelsware in den Verkehr. Nachdem dieses System sowohl verhältnismässig hohe Anlagekosten als auch hohe Betriebskosten bedingt, so kann es nur an Stellen in Frage kommen, wo jener Düngstoff einen hohen Preis bedingt, wie dies beispielsweise bei einigen holländischen Städten (Amsterdam, Dordrecht) der Fall ist.

4. Die Schwemmkanalisation (Wasserklosettsystem).

Bei diesem System werden durch Verbindung der Aborte mit den Abzugskanälen sämtliche Fäkalien in die letzteren abgeführt. Hierfür ist eine reichliche Wasserzufuhr zu den Aborten behufs gründlicher Spülung derselben sowohl, als auch der Abfallrohre und Kanäle, daher das Verhandensein einer Wasserleitung erforderlich. Da hierbei jedwede Verunreinigung von Luft und Boden durch die Abfälle vermieden wird und die sonst unvermeidlichen Transportskosten entfallen, so entspricht dieses System nicht nur in hohem Grade den hygienischen Anforderungen, sondern es kann auch in ökonomischer Beziehung als das zweckmässigste angesehen werden. Dessen Zulässigkeit kann nur in solchen Fällen Zweifeln unterworfen sein, wo schon die Ableitung des gewöhnlichen Kanalwassers vom Stadtgebiet mit Rücksicht auf die Verunreinigung von öffentlichen Gewässern mit Schwierigkeiten verbunden ist, und wo infolge von ungenügender Spülkraft der Kanäle der Anschluss der Aborte eine künstliche Spülung und damit verbundene allzu grosse Kosten bedingen würde.

Was jedoch den ersteren Umstand betrifft, so ist zu beachten, dass durch den Anschluss sämtlicher Aborte als Spülaborte (Wasserklosette) an das Kanalsystem, dessen Inhalt weder in quantitativer noch in qualitativer Beziehung gegenüber dem sonstigen Inhalt eine wesentliche Veränderung erleidet. Denn während man die gewöhnliche Abflussmenge der Kanäle auf etwa 100 bis 200 l pro Kopf und Tag anschlagen kann, betragen die Exkremente durchschnittlich nur etwa $^1/_{10}$ l und der Urin etwa $1\,^1/_2$ l pro Kopf und Tag. Nachdem ferner die Exkremente wieder etwa 75 $^0/_0$ Wasser enthalten und bei der Benutzung der Wasserklosette durchschnittlich etwa 10 l Spülwasser pro Kopf und Tag zur Anwendung kommen, so tritt eine so weitgehende Verdünnug der Fäkalien ein, dass das von den Wasserklosetten zugeführte Abwasser unter gewöhnlichen Verhältnissen aus einer homogen trüben Flüssigkeit besteht, die sich weder dem Aussehen noch dem Geruche nach vom sonstigen Kanalwasser unterscheidet, und im allgemeinen auch nicht gesundheitsgefährlicher ist als letzteres.

Nachdem aber die Fäkalien immerhin zur Vermehrung der unreinen Stoffe in den Kanälen beitragen, so wird an Stellen wo deren unmittelbare Abführung in die Kanäle entweder wegen ungenügender Spülkraft der letzteren oder mit Rücksicht auf die Verunreinigung von öffentlichen Gewässern unzulässig, und eine gemeinsame Reinigung der gesamten Abwässer nicht durchführbar ist, oft eine Reinigung der Fäkalien in den einzelnen Gebäuden, vor deren Abführung in die Strassenkanäle vorgenommen. Dies geschieht auf biologischem Wege entweder durch blosse Zersetzung und Ablagerung in einer Faulgrube (Faulkam-

mer), oder durch die Anwendung einer Faulgrube nebst anschliessender Oxydationskammer und einem eventuellen Desinfektionsraum.

Die um das Jahr 1860 von Mouras eingeführten Faulgruben — daher auch „Fosses Mouras“ genannt — bestanden ursprünglich aus einer einzigen überwölbten Kammer, mit einem unter der Decke angebrachten Ablaufrohr in Form eines Elbogen-Wasserschlosses, wie bei den Sinkkästen der Strasseneinläufe, und mit unter der Wasserfläche einmündenden Hausleitungen, wodurch sowohl diese als auch das Ablaufrohr durch Flüssigkeit stets abgeschlossen blieben und die in der Grube sich entwickelnden Gase weder in die Wohnungen noch in die Kanäle gelangen konnten. Später wurden die „Fosses Mouras“ zweikammerig ausgeführt und mit einem Entgasungsrohr versehen, welche Form auch die gegenwärtig gebräuchlichen Faulgruben meistens zu erhalten pflegen.

Die Ergebnisse der durch die Faulgruben erlangten Reinigung werden sehr verschieden angegeben, doch kann man nach Dunbar*) annehmen, dass durch das Faulverfahren in der Regel 60 bis 70 % der ungelösten Stoffe ausgeschieden werden, und dass bei sorgfältigem Betriebe 70 % erreicht werden können. Da in der Regel selbst unter den günstigsten Verhältnissen sich nicht viel mehr als etwa 80 % der ungelösten Stoffe durch Sedimentieren aus den Abwässern ausscheiden lassen, so darf obiges Ergebnis als ein durchaus zufriedenstellendes gelten. Die Dauer des Sedimentierprozesses ist nach Dunbar nicht von ausschlaggebendem Einflusse, da durch 12 stündigen Aufenthalt in der Regel ebenso gute Resultate erzielt werden wie durch 24- oder 48 stündigen Aufenthalt des Abflusses in der Faulkammer. Es kann sogar ein 6 stündiger Aufenthalt genügen, um dieselben Sedimentierresultate zu erzielen.

Ferner wird durch den Faulprozess auch noch ein nicht unerheblicher Teil der gelösten Stoffe ausgeschieden. Es wird daher durch die Wirkung des Faulverfahrens eine eventuelle biologische Nachbehandlung, infolge der durch jene Ausscheidung erreichten Entlastung der Oxydationskörper, wesentlich erleichtert.

Taf. 18, Fig. 3. Faulgrube für Klosett-Abwässer in Helsingfors. Infolge des Umstandes, dass die Sammelkanäle dieser Stadt in verschiedene Hafenbecken ausmünden müssen, welche in mehr oder weniger ungenügender Weise vom offenen Meereswasser gespült werden, wurde die Schwemmkanalisation in Helsingfors lange als unzulässig erachtet. Nachdem aber in neuerer Zeit durch Versuche erwiesen wurde, dass bei einer Reinigung der Fäkalien durch den Faulprozess dieselben ohne Bedenken in die Strassenkanäle abgeführt werden können, so wurde für den Anschluss der mit Wasserklosetten versehenen Gebäude eine Faulgrube von der vorstehenden Anordnung vorgeschrieben. Dieselbe besteht aus zwei Kammern von gleicher Grösse, nämlich einer Sammel- und Ablagerungskammer und der darauffolgenden eigentlichen Faulkammer.

*) Leitfaden für die Abwasserreinigungsfrage, München und Berlin 1907.

Die hier dargestellte Grösse, mit einem Fassungsraum der beiden Kammern von je 1750 l, ist berechnet für 100 Personen, mit einem täglichen Verbrauch von je 15 l Spülwasser (2 malige Entleerung des Spülbehälters von 7 $^1/_2$ l Inhalt), so das der Inhalt der Kammern täglich erneuert wird.

Taf. 18, Fig. 4—4_c. Biologische Abwasserreinigungsanlage nach der Vorschrift der Kgl. Württenb. Regierung des Donaukreises vom März 1906, für die Reinigung der in öffentliche Gewässer einzeln oder durch Sammelkanäle zu leitenden Abwässer. Für die hier dargestellte, hauptsächlich für private Einzelanlagen mit Wasserklosetten geltende Anordnung bestehen u. a. folgende Vorschriffen:

Der Anlage ist das Abort- und Haushaltungswasser zuzuführen, wogegen das Hof- und Strassenwasser nicht eingeleitet werden darf. Für jede Abortsitzspülung sind 10 l Wasser zu verwenden. Bei Bemessung der Grösse der Reinigungsanlage sind täglich 20 l Abortwasser und 100 l häusliches Abwasser für jeden Bewohner in Rechnung zu nehmen.

Die beiden Faulkammern, von denen die erste wenigstens die Grösse der täglichen Gesamtabwassermenge haben muss, die zweite halb so gross sein kann, sollen nicht tiefer als 1,2 m sein. Die Abwasserzulaufrohre der ersten Kammer haben senkrecht 0,3 m tief unter den Wasserspiegel unterzutauchen. Die Abortabfallrohre müssen mindestens 0,12 m Lichtweite haben.

Der Oxydationskörper muss mindestens 1,50 m tief und seine Grundfläche so bemessen sein, dass auf 1 cbm tägliches Abwasser wenigstens 1,50 qm lichte Grundfläche kommen. Unter der mit Schlitzen versehenen Durchtropfsohle muss sich ein ca. 0,2 m hoher Belüftungsraum mit wasserdichten Sohlenrinnen von mindestens 2 % Gefälle zur Sammlung des Abtropfwassers befinden. Die Füllung des Oxydationsraumes hat mit Koks oder Schlacken, je gut gesiebt, zu geschehen. Die Brocken müssen auf die oberen 0,2 m Tiefe Haselnussgrösse, im übrigen Faustgrösse haben. Das Abwasser ist auf dem Oxydationskörper durch sicher wirkende Vorrichtungen, wie z. B. durch Tropfrinnen, möglichst gleichmässig zu verteilen. Die Abtropfrinnen müssen vom Abtropfkörper mindestens 3 cm abstehen.

Der Desinfektionsraum hat aus einem 1 bis 2 m langen, 0,5 bis 0,6 m breiten Raum zu bestehen, welchen das aus dem Oxydationsraum abfliessende Wasser schlangenförmig zwischen wechselweise eingebauten Sohlenrippen durchzieht. Die Desinfektion, welche nur auf besondere Anordnung der Polizeibehörde zu geschehen hat, wird voraussichtlich durch Zusatz von Chlorkalk vorzunehmen sein (Gl. 1907, Nr. 6).

III. Die Bodenentwässerung.

Die Bodenentwässerung bezweckt die Ableitung des den Boden bedeckenden oder im Inneren desselben befindlichen Wassers, entweder behufs besserer Anwendbarkeit des Bodens, hauptsächlich zu landwirtschaftlichen Zwecken, oder zur Vermeidung von Erdrutschungen. In sumpfigen Gegenden, welche durch gesundheitsschädliche Ausdünstungen, in nördlichen Gegenden auch durch Sommerfroste das Klima verschlechtern, kann die Entwässerung zugleich eine Verbesserung des Klimas bezwecken.

A. Entwässerung von Ländereien.

Die Entwässerung von Ländereien kann je nach den örtlichen Verhältnissen, der Höhenlage des zu entwässernden Gebietes gegenüber den angrenzenden Wasserrezipienten (Flüssen, Seen, dem Meere) und dem angrenzenden Gelände, sowie je nach der Bodenbeschaffenheit des Gebietes, in verschiedener Weise geschehen.

Wenn das Gebiet entweder ständig unter der Oberfläche eines Sees liegt oder von demselben, oder von einem Flusse nur zeitweilig überschwemmt wird und dadurch eine Versumpfung des Gebietes verursacht ist, so kann die Entwässerung durch eine entsprechende Senkung derselben in Frage kommen, oder es kann das Gebiet durch schützende Erddämme (Deiche) abgesperrt und entweder durch natürlichen Wasserabfluss bei niedrigeren Wasserständen oder durch künstliches Heben mittels Wasserhebemaschinen entwässert werden. Letzteres Verfahren kommt auch zur Anwenduug bei der Entwässerung von Ländereien an den Küsten, welche dem Andrang der Meeresfluten ausgesetzt sind (Polder).

Bei Versumpfungen infolge von ungenügender Versickerung und ungenügendem oberflächlichem Abfluss der Niederschläge kann entweder eine Entwässerung durch unbedeckte Entwässerungsgräben und Kanäle, durch unterirdische bedeckte Kanäle (Drains), oder durch Ableitung in

lotrechter Richtung mittels sog. absorbierender Gräben oder Brunnen in tiefer liegende durchlässige Erdschichten in Frage kommen. Ein weiteres Verfahren besteht in einer künstlichen Erhöhung des versumpften Bodens mittels Ablagerungen von zugeleitetem Wasser aus Flüssen (Kolmation).

Beim Projektieren von Entwässerungen ist auf das hierdurch eintretende Setzen des Bodens Rücksicht zu nehmen. So setzt sich beispielsweise der Moorboden um etwa 25 bis 40 % der ursprünglichen Mächtigkeit.

Die Entwässerung von Sümpfen und Mooren ist in einzelnen Ländern von grosser nationalökonomischer Bedeutung. Dies ist namentlich der Fall in Finnland, wo nach Ignatius*) wenigstens $^1/_5$ der gesamten Landesfläche aus Sümpfen und Mooren besteht, indem deren gesamte Fläche 74 000 qvkm übersteigt. Demnach ist diese Fläche grösser als z. B. Belgien und Holland zusammengenommen und fast ebenso gross wie ganz Bayern.

Da ein grosser Teil dieser Flächen zur landwirtschaftlichen Verwertung geeignet ist, so werden mit Aufopferung grosser Summen jährlich grössere Gebiete entwässert. Dies ist zugleich das einzige Mittel zur Bekämpfung der Sommerfroste, unter denen das Land namentlich in den nördlichen Teilen viel zu leiden hat.

1. Entwässerung durch Senkung von Flüssen.

Die Senkung eines Flusses kann durch Vergrösserung der Geschwindigkeit, sowie durch Vertiefung des Flussbeetes erreicht werden. Ersteres kann durch Räumung bzw. durch Beseitigung von Pflanzen, Steinen, Baumstämmen usw. sowie durch Verkürzung der Länge der Flussstrecken (Ausrichten von Krümmungen, Anlage von Durchstichen) geschehen, während das Vertiefen des Flussbeetes durch Baggerung geschieht.

Auf diese Weise geschah z. B. in neuerer Zeit die Entwässerung ausgedehnter Ländereien im Tale des Wanda-Flusses im südlichen Finnland, welche durch die Überschwemmungen des Flusses der Versumpfnng ausgesetzt waren. Hierbei wurde zur Erleichterung der Räumungsarbeit und behufs Anwendung der billigeren Grabung von Hand, anstatt der sonst erforderlichen Baggerung, im oberen Flusslauf, wo die Wassermenge noch verhältnismässig klein ist, das Mittel angewendet, dass der Fluss durch provisorische mit Schützen versehene Fangdämme ganz abgesperrt wurde. Während man hinter diesen Dämmen das Wasser möglichst hoch aufstauen liess, konnten vor denselben die Arbeiten im Flussbeete im Trockenen ausgeführt werden. Das aufgestaute Wasser wurde dann immer in den Ruhepausen durch die Schützen abgelassen.

2. Die Senkung von Seen.

Die künstlichen Seesenkungen können entweder die Entwässerung von versumpften Landgebieten, welche nur zeitweilig, bei den höheren Wasserständen

*) K. E. F. Ignatius, Finlands geografi, S. 309.

durch den See überschwemmt werden, oder die Gewinnung von neuen, sonst ständig unter Wasser gelegenen Gebieten bezwecken. Im ersteren Falle handelt es sich meistens nur um kleine Senkungen, welche stets durch eine entsprechende Vergrösserung von vorhandenen, oder durch Herstellung von neuen oberirdischen Abflüssen erreicht werden, während bei grösseren Senkungen, wie solche im anderen Falle in Frage kommen können, auch unterirdische Ableitungen mittels Stollen zur Anwendung kommen können.

Bei der Projektierung derartiger Seesenkungen hat man mit Rücksicht auf die allfälligen Interessen der Schiffahrt, der allenfalls vorhandenen industriellen Kraftanlagen usw., die Gestaltung der nachträglichen Wasserstände nach den im I. Teil dieses Werkes (2. Aufl. S. 33) angebenen Regeln in vorhinein zu ermitteln. Hierbei kann sich eine künstliche Regelung der Abflüsse durch Anlage von beweglichen Wehren (Schleusen) an den Abflussstellen als notwendig erweisen (vrgl. derartige Anordnungen bei der Senkung des Hjelmarn-Sees in Schweden, IFF. 1887).

Ferner ist bei der Senkung des Wasserspiegels von Seen die Veränderung des Grundwasserstandes der Ufergebiete zu berücksichtigen. Derselbe fällt an den Rändern um die ganze Tiefe der Senkung, mit allmählichem Anschluss der Senkungskurve landeinwärts an die ursprüngliche Grundwasserlinie. Diese Senkung des Grundwassers kann eine Ertragsverminderung der früheren Grundstücke zur Folge haben. Um dies zu vermeiden kann die gleichzeitige Anlage einer Bewässerung erforderlich sein.

In den nordischen Ländern, speziell auch in Finnland gibt es zahlreiche Beispiele von Seesenkungen und gänzlichen Entwässerungen kleinerer und grösserer Seen durch Schaffung von oberirdischen Abflüssen.

Taf. 18, Fig. 5—5_a. Senkung des Lungern-Sees in der Schweiz (Kant. Unterwalden) ausgeführt im Jahre 1835. Da es sich hierbei um eine Senkung von ca. 33 m Höhe handelte, so geschah dies durch Sprengung eines Stollens, durch welchen seitdem der See den Abfluss findet. Die Aussprengung des Stollens geschah bis nur noch eine Decke von ungef. 1 m Dicke erübrigte, worauf dieselbe mittels einer mit Holzklötzen usw. unterbauten Pulvertonne von 959 Pfund Gewicht ausgesprengt wurde. Zur Vermeidung einer Überschwemmung der unterhalb befindlichen Gebiete, wurde der Abfluss durch eine bei *S* angebrachte Schleuse geregelt. Die Kosten beliefen sich auf ca. 415 000 Mk. Der Wert des gewonnenen Bodens wurde dreimal so hoch geschätzt (Bck.).

„ „ Fig. 6—6_c. Trockenlegung des Fucino-Sees in Italien. Schon in alten Zeiten unter Kaiser Claudius wurde eine teilweise Entwässerung dieses ca. 86 km südlich von Rom gelegenen Sees durchgeführt. Nachdem sich aber die bezüglichen Anlagen, bestehend aus einem 5 595 m langen Entwässerungsstollen und einem Hauptentwässerungskanal nebst zugehörigen Gräben als ungenügend erwiesen hatten und verfallen waren, wurde in neuerer Zeit die Trockenlegung des Sees durch grossartige neue Anlagen beschlossen, welche Anfangs der fünfziger Jahre in Angriff genommen und mit einem Kostenaufwande

von 41 Millionen Mark im Jahre 1875 vollendet wurden. Hierbei wurden 15 775 ha des besten Bodens gewonnen und die sanitären Verhältnisse der Umgebung wesentlich verbessert.

Zu dem Zwecke wurde behufs Ableitung des Wassers in den Liri-Fluss ein Entwässerungstunnel von 6 300 m Länge, 19,6 qm Querschnitt (4,0 m lichter Weite und 5,766 m Höhe), einem Gefälle von 1 : 1000 und einem Ableitungsvermögen von 50 cbm Wasser in der Sekunde, ausgeführt (Fig. 6 & Fig. 6_b). Der zu diesem Tunnel führende Hauptentwässerungskanal (Fig. 6_a) hat eine Länge von 8 km, eine Sohlenbreite von 15 m und eine Wassertiefe von 3,5 m. Derselbe geht von der tiefsten Stelle eines übriggebliebenen, 55 Millionen cbm fassenden Zentralbeckens aus, welches bei etwaigen Reparaturen usw. die zufliessenden Wässer fassen soll. Ferner wurden über 100 km Entwässerungskanäle (in gegenseitigen Entfernungen von 1 km) und 649 km Gräben angelegt, welche das Wasser dem Hauptkanal zuführen. Zwischen je zwei Entwässerungsgräben befindet sich eine Strasse, welche in einer Gesamtlänge von 210 km projektiert wurden. Je 500 m Strassenlänge und 500 von der Strasse bis zum Entwässerungsgraben bilden ein Pachtgut von 25 ha (AdP. 1878—ZfB. 1879—AB. 1889).

3. Entwässerung durch Ableitung des Niederschlagswassers.

Wenn die Versumpfung eines Gebietes vom ungenügenden Abfluss des demselben zufliessenden Niederschlagswasser herrührt, so kann entweder eine Entwässerung mittels offener Gräben oder eine unterirdische (gedeckte) Entwässerung (Drainage) behufs Ableitung des überschüssigen Wassers nach tiefer gelegenen Rezipienten oder in darunter liegende durchlässige Erdschichten zur Anwendung kommen.

a. Entwässerung mittels Gräben.

Dieses in den meisten Fällen angewendete Verfahren besteht darin, dass das Gebiet mit einem System von Entwässerungsgräben (Seitengräben, Nebengräben) versehen wird, welchen das Niederschlagswasser teils unmittelbar von der Oberfläche, teils auch vom Inneren der obersten Erdschichten zufliesst, und welche in Sammelgräben (Hauptgräben) oder Kanäle, behufs Ableitung des Wassers in Bäche, Flüsse usw. münden.

Zum Abfangen des von höher gelegenen Gebieten zufliessenden (fremden) Wassers kommen überdies noch sog. Fanggräben (Saumgräben, Randgräben) zur Anwendung.

Die Berechnung der durch diese Gräben abzuleitenden Wassermengen geschieht nach dem im I. Teil dieses Werkes (2. Aufl. S. 49) angegebenen Regeln. Nach Tolkmitt nimmt man häufig an, dass die Gräben in einem Monat (30 Tagen) den vierten Teil der jährlichen Niederschlagsmenge abführen sollen. Beträgt da-

her die letztere *H* Meter, so ist die für 1 ha und 1 Sekunde abzuleitende Wassermenge in Litern:

$$\frac{100 \cdot 100 \cdot \frac{1}{4} H \cdot 1000}{30 \cdot 24 \cdot 60 \cdot 60} = 0{,}964\, H \sim 1{,}0\, H.$$

Demnach ist die von einem Graben abzuleitende sekundliche Wassermenge in Litern ungefähr gleich der jährlichen Niederschlagshöhe *H* in Metern.

Der Hauptentwässerungsgraben wird bei überall gleicher Höhe des Geländes ungefähr in der Mitte des Gebietes angelegt, bei ungleicher Höhe durch die niedrigsten Stellen geleitet, damit die Seitengräben ein möglichst starkes Gefälle erhalten. Letztere legt man im allgemeinen umso weiter von einander (bis zu etwa 1 km) je länger sie sind, und je grösser ihre Querschnittsfläche ist. In den Niederungen beträgt die Entfernung bei Mooren etwa 50 bis 100 m und geht bei Ackerstücken auf etwa 10 his 20 m herunter.

Taf. 18, Fig. 7. Entwässerung des Agro Romano. Die in gegenseitigen Entfernungen von 200 m angelegten Hauptentwässerungsgräben münden zu beiden Seiten des Forma-Flusses in je einen Ableitungskanal (ZfB. 1888, S. 423).

Taf, 19, Fig. 1—1_a. Entwässerung eines kleineren Gebietes mittels Gräben. Das Gebiet ist als eine Talsenkung gedacht, welche jenseits der punktierten Linie von höherem Gelände umgeben ist, von dem das Gebiet somit Zuflüsse erhält. Es wird von einem Bach durchzogen, welcher zur Erhöhung des Ableitungsvermögens eventuell reguliert, bzw. in einen geraden Ableitungskanal (Hauptgraben) *a* verwandelt wird. In diesen Kanal münden die möglichst in der Richtung des grössten Gefälles, in gegenseitigen Abständen von etwa 100 bis 200 m angelegten Ableitungsgräben *b* und in diese wieder die quer dagegen in halb so grossen Abständen angelegten Sammelgräben *c* und c_1. In die letzteren münden schliesslich die in Abständen von etwa 10 bis 20 m befindlichen eigentlichen Entwässerungsgräben *d*, welche somit in der Richtung der Ableitungsgräben *b* verlaufen. Zum Abfangen des von dem angrenzenden Gelände zufliessenden Wassers dient der das Gebiet umschliessende Fanggraben *e*. Fig. 1_a zeigt die gewöhnliche Querschnittsform der Entwässerungsgräben. Dieselben erhalten meistens seitliche Böschungen mit einer Anlage von 1 : 1, eine Sohlenbreite von etwa 0,2 bis 0,6 m und eine Tiefe von 0,4 bis 1,5 m wobei die kleinsten Abmessungen den eigentlichen Entwässerungsgräben *d* und die grössten den Ableitungsgräben *b* entsprechen (ZfB. 1889, S. 118, 127).

b. Gedeckte Entwässerung mittels Drains (Drainierungen).

Die gedeckte Entwässerung mittels unterirdischer Saugkanäle (Sickerkanäle) oder Drains geschieht durch Aufsaugen und Ableitung des Wassers durch diese Kanäle von den über denselben befindlichen Erdschichten. Im Gegensatz zu den städtischen Entwässerungskanälen, welche zur Vermeidung einer Verunreinigung des umgebenden Bodens durch das Kanalwasser vollkommen dicht sein müssen, sind die Drains zur Aufnahme des Wassers vom Boden der ganzen Länge

nach mit offenen Fugen versehen und bestehen zu dem Behufe entweder aus Erdkanälen, ohne oder mit porösen Füllungen verschiedener Art (Sickergräben), oder aus Tonrohren (Drainrohren) mit offenen Stossfugen (Röhrendrains).

Man unterscheidet Saugdrains, welche die eigentliche Entwässerung besorgen und Sammeldrains, in welche die ersteren einmünden und die wieder das Wasser in Hauptdrains oder unmittelbar in offene Abzugsgräben usw. ableiten. Je nach der Richtung der Saugdrains unterscheidet man ferner die sog. Längsdrainage, wenn die Saugdrains in der Richtung des grössten Gefälles, also senkrecht zu den Horizontalkurven angelegt, und Querdrainage, wenn dieselben parallel zu den Horizontalkurven oder schief gegen dieselben verlaufen. Die erstere Anordnung ist bei flachem Gelände vorzuziehen, während bei mittelstarker Neigung des Bodens die schiefe Lage und bei stärkerem Gefälle die parallele Richtung zu den Horizontalkurven den Vorzug verdient. Die Sammeldrains sind möglichst in der Richtung des stärksten Gefälles zu legen.

Die Tiefenlage der Drains richtet sich nach dem Klima, der Bodenbeschaffenheit und der gegenseitigen Entfernung der Drains. Das Klima ist insofern von Einfluss, als die Sohle der Drains unter der Frostgrenze liegen soll, damit nicht durch Eisbildung in den Drains der Wasserabfluss verhindert werde. Je durchlässiger ferner der Boden und je kleiner die gegenseitige Entfernung der Drains, desto weniger tief brauchen dieselben zu sein. Auch sollen sie wo möglich unter den Bereich der Wurzeln der Pflanzen zu liegen kommen und durch den Pflug nicht erreicht werden. Unter gewöhnlichen Verhältnissen pflegt man zur Entwässerung der obersten Erdschichte, wie dies für landwirtschaftliche Zwecke erforderlich ist (Flächendrainage), die Tiefe der Drains zwischen etwa 1,2 und 1,7 m anzunehmen. Die kleinste Tiefe ist beim Sandboden erforderlich und wird dieselbe umso grösser, je mehr tonhältig der Boden ist. Auch beim Torfboden sind grössere Tiefen erforderlich.

Die gegenseitige Entfernung der Saugdrains kann umso grösser angenommen werden, je durchlässiger der Boden und je grösser die Draintiefe ist, und zwar pflegt im allgemeinen die Entfernung bei gewöhnlichem Tonboden etwa 10 bis 12 m, bei schwerem Lehmboden 12 bis 14 m, bei gewöhnlichem Lehmboden 14 bis 16 m, bei sandigem Lehmboden 16 bis 20 m, bei lehmigem Sandboden 20 bis 24 m und bei mildem Sandboden 24 bis 30 m zu betragen. In wichtigen Fällen kann die zweckmässigste Entfernung auch durch Versuche in der Weise ermittelt werden, dass zwei Drains in der den örtlichen Verhältnissen entsprechenden Tiefe und gegenseitigen Entfernung angelegt und in der Mitte zwischen denselben in gegenseitigen Entfernungen von etwa 5 m Gruben oder Bohrlöcher ausgehoben werden, in welchen in den Monaten März bis Mai die erreichte Senkung des Grundwasserstandes beobachtet wird. In der

Regel ist eine Senkung bis zu wenigstens 0,75 m unter der Oberfläche erforderlich. Zur Beurteilung der richtigen Entfernung ist auch die Beschaffenheit der sich bildenden Vegetation massgebend, indem sich dieselbe bei genügender Entwässerung üppiger als sonst entwickelt.

Da die Wurzeln von Bäumen und Sträuchern gern die Feuchtigkeit der Drains aufsuchen und dieselben durch Entwicklung zu einer bartartigen Masse leicht verstopfen, so müssen zur Vermeidung hiervon die Drains in 5 bis 12 m Entfernung von derartigen Pflanzungen gehalten werden. Gegen das Eindringen von Triebsand in die Drains werden dieselben in Kies eingebettet.

Gegenüber den offenen Gräben haben die Drains den Vorteil, dass durch dieselben kein Boden für die Bebauung verloren geht, dass sie für den Verkehr auf den bezüglichen Gebieten, bzw. für die Bebauung, nicht hinderlich sind, dass sie bei der Ausführung steilere Wände erhalten können und dadurch bei gleicher Tiefe einen wesentlich kleineren Erdaushub erfordern, sowie dass sie in grösseren Tiefen verwendet werden können als offene Gräben, nebstdem bei denselben infolge des Durchstreichens der Luft der Boden gelockert und dessen Temperatur erhöht wird. Drainagen sind auch in sanitärer Beziehung vorteilafter als offene Gräben, nachdem bei den ersteren die durch Verdunstung entstehende Feuchtigkeit geringer ist als bei den letzteren. Dagegen haben Drainagen den Nachteil eines kleineren Ableitungsvermögens und dass sie durch ungleichmässige Setzungen usw. leicht verstopft und unwirksam werden, sowie dass sie keine so gute Kontrolle der Wirksamkeit zulassen wie offene Gräben.

Bei der Wahl zwischen offenen Gräben und Drainagen ist vorerst die Beschaffenheit des Bodens massgebend, so zwar dass bei starker Versumpfung zuerst eine Entwässerung durch offene Gräben angeordnet, und erst nach genügender Setzung des Bodens eventuell zur Drainage übergegangen wird.

Die Ausführung der Drains geschieht durch Ausheben von entsprechend tiefen Gräben, deren Seitenwände so steil gehalten werden als es die Stabilität des Erdreichs während der kurzen Zeit bis zum Wiederverschütten des Grabens zulässt und als für die bequeme Ausführung des Drainkanals erforderlich ist. Die Seitenwände erhalten meistens eine Anlage von etwa $1:{}^1/_5$ bis $1:{}^1/_8$, man geht aber bei grösserer Breite der Sohle und festerem Boden auch bis zur lotrechten Lage.

Zum Wiederverschütten wird gewöhnlich das Aushubmaterial verwendet, es wird aber zur Erreichung einer besseren Wirkung auch eine teilweise Füllung des Grabens mit durchlässigerem Material (Steinmaterial, Schotter) benutzt.

Bei der Bestimmung der von den Drains abzuleitenden Wassermenge pflegt man in Deutschland anzunehmen, dass von denselben ungefähr die Hälfte

der innerhalb eines Monats gefallenen Niederschläge in 14 Tagen abzuleiten ist.

Sickergräben.

Die Sickergräben sind Drains in Form von Erdkanälen, ohne oder mit verschiedenartiger Füllung gegen das Nachsinken der Erde. Da aber letzteres entweder nur unvollständig erreicht wird und zu baldigen Verstopfungen Anlass gibt, oder anderenfalls bei Anordnungen mit besserer Verhinderung des Nachsinkens der Wasserabfluss erschwert ist und bei Anordnungen mit Verhinderung des Nachsinkens nebst besserem Abfluss (Sickerdohlen) die Anlage zu teuer wird, so sind derartige Drains für grössere Flächendrainagen im allgemeinen weniger geeignet. Dieselben werden daher auch nur selten, meistens nur bei der Entwässerung von Rutschgeländen angewendet, während sie zu Flächendrainagen nur bei ungenügenden Geldmitteln zur Anwendung zu kommen pflegen.

Taf. 19, Fig. 2. Rasendrain, bestehend aus einem Erdkanal *a*, welcher mit Rasen *b* abgedeckt und eventuell teilweise mit durchlässigerem Material *c* und darauf mit dem Aushubmaterial *d* verschüttet ist. Wegen des nachträglichen Setzens wird die Verschüttung über der Oberfläche etwas überhöht aufgetragen. Der Rasen wird mit der Grasseite nach unten gekehrt, wodurch man einen grösseren Widerstand gegen einen Durchbruch erreicht und ein Abbröckeln von Erde in den Kanal vermieden wird.

" " Fig. 3. Erddrain, wobei der Kanal *a* durch gewölbförmig eingestampfte Erde überdeckt ist. Die Ausführung dieses Erdgewölbes geschieht unter Anwendung eines hölzernen Kernes, welcher die Form des Kanals hat und im Verhältnis der Ausführung allmählich ausgezogen wird (am besten mittels eines einarmigen Hebels und angehängter Kette oder Seil).

Derartige Drains mit Erdkanälen haben den Nachteil, dass sie durch Nachsinken der Erde leicht verstopft werden, daher im allgemeinen keine grössere Dauerhaftigkeit zulassen. Namentlich sind diese Anordnungen bei Sandboden nicht anwendbar, während sie bei Tonboden mehr haltbar sind.

" " Fig. 4—7. Erddrains, wobei zur Abdeckung des Kanals *a* Schwarten-Better zur Anwendung kommen. Bei der Anordnung Fig. 5 werden zur besseren Verteilung des Druckes die Kanten des Kanals mit Latten belegt. Diese Anordnungen haben sich z. B. in Finnland stellenweise gut bewährt.

" " Fig. 8—8_a. Torfdrain, bestehend aus zwei im Drainkanal über einander gelegten Reihen von besonders geformten Torfziegeln, so dass sie ein Ablaufrohr bilden. Diese Torfziegel werden mit einem eigens geformten Spaten (Fig. 8_d) vom Torfboden ausgestochen und vor dem Gebrauch getrocknet. Bei genügend zäher Beschaffenheit des Torfs sind derartige Drains besser als Erddrains.

" " Fig. 9. Faschinendrain, wobei der Drainkanal mit Faschinen ausgefüllt ist. Vor dem Wiederfüllen des Grabens werden die Faschinen mit Rasen abgedeckt. Bei dieser Anordnung wird ein Einstürzen der Kanalwände vermieden, wobei aber auch das Wasser in den Zwischenräumen zwischen den Zweigen einen unvollständigen Abfluss findet. Es sind daher diese Drains zwar dauerhaft, aber weniger wirksam als die vorigen. Noch weniger wirksam sind Drains mit Strohbündelfüllung, wie solche mitunter statt Faschinen benutzt wird. Doch können Faschinendrains bei Triebsand mit Vorteil verwendet wer-

den, da bei einem solchen Boden oft weder unbedeckte Gräben noch Drains anderer Art wegen baldiger Ausfüllung durch den Triebsand anwendbar sind.

Taf. 19, Fig. 10. Faschinendrain mit Kreuzhölzern, wobei das Wasser einen besseren Abfluss findet als bei der vorigen Anordnung.

„ „ Fig. 11. Prügelholzdrain, wobei der Drainkanal mit in der Längs- und Querrichtung gelegten Holzstäben ausgefüllt ist, welche dann gleichfalls mit Rasen abgedeckt sind. Derartige Drains werden z. B. in Finnland zur Entwässerung von Ländereien vielfach angewendet und haben sich im allgemeinen gut bewährt. Wiewohl hierbei das Holz der Fäulniss unterliegt, so haben doch in einzelnen Fällen derartige Drains bis zu 17 Jahren tadellos fungiert, ohne dass sich das Holz in merkbarer Weise verändert hat.

Eine gleichfalls in Finnland angewendete Variation derartiger Drainagen besteht darin, dass an der Sohle des Drainkanals Schwarten-Bretter, mit der ebenen Sägefläche nach oben gekehrt, über diesen in der Längsrichtung Abfall Latten (Rippenholz) nnd darüber wieder Schwarten mit der Sägefläche nach unten gelegt werden. Derartige Drains haben in einzelnen Fällen über 25 Jahre tadellos fungiert.

„ „ Fig. 12. Gewöhnlicher Steindrain. Der Drainkanal ist hier mit losem Steinmaterial (Feldsteinen usw.) ausgefüllt und mit Rasen überdeckt. Diese Anordnung hat den Vorteil der Dauerhaftigkeit, jedoch den Nachteil, dass dabei das Wasser keinen genügend freien Abfluss findet.

„ „ Fig. 13–15. Viereckige und dreieckige Sickerdohlen, mit Kanälen aus Steinplatten und mit Feldstein-Hinterfüllung.

„ „ Fig. 16. Sickerdohle mit Kanal aus Ziegelsteinen.

„ „ Fig. 17. Hohlziegeldrain, bestehend aus Flachziegel-Sohlenplatten und darüber gelegten Hohlziegeln. Es ist dies eine ältere, nur selten angewendete Anordnung (AB. 1853, Bl. 561—Frz.—Pr.).

Die Röhrendrainage.

Hierzu werden unglasierte Tonrohre von etwa 3 bis 25 cm Weite und 25 bis 40 cm Länge in der Art verwendet, dass sie dicht aneinander gestossen an der Sohle des Draingrabens ausgelegt nnd mit Erde überschüttet werden. In wichtigeren Fällen wird zur Erhöhung der Wirkung auch ein Teil der Überschüttung aus durchlässigerem Material (Steinen, Schotter) ausgeführt. Die Saugdrains erhalten eine Weite von 3 bis 5 cm, während der Durchmesser der Sammeldrains der abzuleitenden Wassermenge entsprechend angenommen wird. Das kleinste zulässige Gefälle $1{:}n$ soll im allgemeinen im umgekehrten Verhältnis zur Rohrweite d stehen und kann $n = 110\,d$ bis $160\,d$ angenommen werden. Demnach entspricht den Rohrweiten von 5, 7 und 10 cm ein kleinstes Gefälle von etwa 1 : 600, 1 : 800 und 1 : 1200.

Taf. 19, Fig. 18–20. Gewöhnliche Anordnung der Röhrendrains. Die Rohre werden stumpf an einander gestossen (Fig. 18_a). Der Anschluss der Saugdrains an die Sammeldrains geschieht in der Art, dass die auf einander gelegten Rohre ein mittels eines spitzen Hammers angehautes Loch erhalten und durch einen umgelegten Tonwulst gedichtet werden (Fig. 19). Das Ende des Saugdrains wird durch einen Tonpfropfen zugestopft. Der Draingra-

ben (Fid. 20) erhält eine obere Breite von 0,4 bis 0,6 m und eine Sohlenbreite gleich dem Durchmesser des Rohres. Die Seitenwände erhalten eine Anlage von etwa $^1/_6$ bis $^1/_{10}$ und werden nur ausnahmsweise (bei sehr beweglichem Boden und grösserer Tiefe) abgesteift.

Taf. 19, Fig. 21—23. Besondere Anordnungen von Röhrendrains. Fig. 21 ist eine zur Entwässerung von Rutschgeländen angewendete Drainanordnung, wobei der Draingraben 0,3 m tief unter die Wasserführende Schicht geführt und auf 0,6 m Höhe mit Schotter *a* gefüllt ist. Letzterer ist mit Rasen *b* abgedeckt, worauf gewöhnliches Aushubmaterial *c* und eine 0,1 m hohe Schicht Muttererde folgt (angewendet bei österr. Eisenbahnen—Wg.). Fig. 22 und 23 sind in Süddeutschland bei Entwässerungen von Ländereien angewendete kombinierte Stein- und Röhrendrains (Frz.).

„ „ Fig. 24—27. Anordnung der Drainmündungen. Dort wo ein Hauptdrain in einer Erdböschung ausmündet, ist es zweckmässig die Mündung wie in Fig. 24 mit einem viereckigen Holzkasten zu umschliessen, um Verstopfungen infolge von Verschiebungen des Erdreichs an der Böschungsoberfläche zu vermeiden. Desgleichen ist es hier angezeigt die Mündung gegen das Einkriechen von Tieren (Fröschen, Mäusen, Vögeln) nach Fig. 24_a—26 mit einem Gitterverschluss zu versehen. Stattdessen lässt man auch das Drainrohr um etwa 20 cm aus dem Erdboden vortreten, nebstdem die Mündung unten nach der Böschung zu abgeschrägt wird.

Zuweilen werden die Drainmündungen auch nach Fig. 27 in Form von gemauerten Brunnen ausgeführt und besteht dann das letzte Rohrstück mitunter auch aus Eisen (Pr.).

„ „ Fig. 28. Drainage nach System Rérolle, zur Vermeidung des Eindringens von Baum- und Strauchwurzeln in die Drains. Hier sind die Stossfugen der Drains durch übergeschobene und mit Zementmörtel verstrichene Muffenringe wasserdicht geschlossen, und sind zum Aufsaugen des Wassers einzelne Rohre in Abständen von ca. 5 m mit nach unten gerichteten Rohrstutzen versehen, die in eine mit Steinmaterial gefüllte Grube verlegt sind. Hierdurch dringt das Wasser von unten in den Drain empor, während die Wurzeln nicht nach oben wachsen. Die Anordnung kommt ihrer Kostspieligkeit wegen selbstverständlich nur ausnahmsweise (z. B. bei Parkanlagen) in Frage, wenn die früher angeführte Regel der Fernhaltung der Drains von den Baumpflanzungen nicht beobachtet werden kann (Pr.).

„ „ Fig. 29—33. Geräte zur Ausführung von Drainagen. Für den Aushub des Draingrabens wird im oberen Teil ein gewöhnlicher Breitspaten von etwa 30 cm Breite angewendet, während in den tieferen Lagen Stichspaten von der in Fig. 29 ersichtlichen Anordnung, mit einer unteren Breite von etwa 8 bis 14 cm benutzt werden. Für die Ausführung des untersten Teiles mit der ausgerundeten Sohle wird ein Hohlspaten (Fig. 30) benutzt, dessen Breite dem Durchmesser der Drainrohre entspricht, also für Saugdrains etwa 6 cm anzunehmen ist. Zum Ausrunden und Ausglätten der Sohle und zum Aufholen von abgebröckeltem Boden wird ferner noch eine besondere Sohlenhacke, der sog. Schwanenhals (Fig. 31) angewendet. Man benutzt zu diesem Zwecke auch einen besonderen Sohlenstampfer, bestehend aus einem halbzylindrischen Holzstück mit angebohrtem Stiel.

Zum Legen der Rohre wird der sog. Legehaken (Fig. 32) in der in Fig. 33 ersichtlichen Weise benutzt. Der längere Arm dieses Gerätes besteht aus einem Rundeisen, welches in das zu legende Rohr gesteckt wird, während der kürzere Arm einen kleinen Spaten bildet, zum Aufholen von abgebröckelten Erdpartikeln. Um beim Legen ein Abbröckeln von den Kanten des Grabens

möglichst zu vermeiden, ist es zweckmässig dieselben mit Laufbrettern zu belegen.

Um dem während der Ausführung in den Gräben sich sammelden Grundwasser einen Abfluss zu bereiten, geschieht die Ausführung der Drains von unten nach oben, so dass die Haupt- und Sammeldrains zuerst zur Ausführung kommen.

Taf. 19, Fig. 34—34_a. Draingraben-Exkavator der Buckeye Traction Ditcher Co. Findlay, Ohio, wie solche in Amerika bei ausgedehnten Drainagen mit Vorteil benutzt werden.

„ „ Fig. 35. Drainageplan, wobei die Saugdrains in der meistens angewendeten Weise, in der Richtung des grössten Gefälles ausgelegt sind. Die Saugdrains *a* wurden hier nur bis zu einer Länge von ca. 150 m mit einer einzigen Rohrweite ausgeführt, während bei grösserem Längen zwei Weiten *a* und *b* zur Anwendung kamen. Dies ist auch bei den Sammeldrains und Hauptdrains der Fall, welche je nach der Länge mit zunehmender Weite *b, c, d, e* und *f* zur Ausführung kamen. Die Hauptdrains münden hier in einen offenen Abzugsgraben *g* (Pr.).

c. Entwässerung durch Ableitung des Wassers in lotrechter Richtung in das Erdinnere.

Die Versumpfung eines Gebietes kann manchmal dadurch verursacht sein, dass sich unter demselben eine undurchlässige Erdschicht befindet, wodurch ein Versickern des Niederschlagswassers in das Erdinnere verhindert wird, und welche Schicht überdies eine solche Form hat, dass das Grundwasser längs derselben keinen oder einen ungenügenden Abfluss findet. Befindet sich nun unter dieser Schicht durchlässiger Boden, so ist es mitunter möglich eine Entwässerung dadurch zu erreichen, dass die wasserdichte Schicht stellenweise durchbrochen, und auf diesem Wege dem Grundwasser ein Abfluss in den durchlässigen Boden bereitet wird.

Befindet sich die wasserdichte Schicht nahe an der Oberfläche und ist dieselbe von geringer Mächtigkeit so kann zu dem Zwecke eventuell die Anlage von sog. absorbierenden Gräben genügen. Diese bestehen aus Steindrains, welche bis in den durchlässigen Boden niedergeführt sind. Befindet sich dagegen der durchlässige Boden in grösserer Tiefe, so werden diese Gräben nur so tief niedergeführt, als es die Senkung des Grundwasserspiegels erfordert, und wird dann die Sohle dieser Drains durch abgesenkte eiserne Rohre, sog. absorbierende Brunnen, mit dem durchlässigen Boden in Verbindung gesetzt.

Taf. 19, Fig. 36. Absorbierender Brunnen zur Bodenentwässerung. Hier ist *a* der zu entwässernde Boden, *b* die undurchlässige Schicht, *e* der durchlässige Boden, *d* ein Steindrain und *r* ein eiserner Rohrbrunnen (AB. 1853, Bl. 561—Ch.—Pr.).

4. Entwässerung durch Erhöhung der Bodenfläche (Kolmation).

Dieses Verfahren besteht darin, dass sinkstoffreiche Hochwässer von Bächen und Flüssen auf die bezüglichen Gebiete geleitet und dort zwischen Verdämmungen (Deichen) bis zur Ablagerung der Sinkstoffe verbleiben. Dieses Verfahren wird so lange wiederholt (mehrere Jahre lang) bis die gegen die Versumpfung nötige Erhöhung des Bodens erreicht worden ist. Bei Gebieten welche unmittelbar an einem Flusse liegen und von diesem durch Deiche geschieden sind, kann das Kolmationswasser unmittelbar durch den Deich eingelassen werden, während sonst ein besonderer Zuleitungskanal erforderlich ist.

Taf. 19, Fig. 37—37_a. Kolmation am Rhein. Fig. 37 ist der Lageplan einer Stelle mit Ländereien am linken Flussufer, deren Meliorierung durch Kolmation geschah, während Fig. 37_a ein Querprofil des Flusses und jenes Strandgebietes ist (bei letzterer Figur ist der Höhenmasstab grösser als der Längenmasstab). Zum Schutz der fraglichen Gebiete gegen Überschwemmungen sind hier längs der Ufer entsprechend hohe Deiche *C* und *D* aufgeführt, nebstdem sie behufs Anwendung der Kolmation durch weitere Deiche *E* gegen die angrenzenden Gebiete abgeschlossen sind. Mit Rücksicht auf das Gefälle des Gebietes in der Längsrichtung des Flusses kamen noch Querdeiche zur Anwendung, welche mit Schleusen *D* versehen sind. Der Wassereinlass geschieht durch die Schleuse bei *E* (Fid. 37). Das Ablassen des Wassers geschieht zweckmässig durch Schleusen mit Setzbalken, welche im Verhältnis der vorsichgehenden Ablagerung ausgehoben werden (ÖW. 1883, S. 94—1890, Nr. 15, 19—CBl. 1893, S. 528, 533).

B. Bodenentwässerungen zur Vermeidung von Erdrutschungen.

Wenn der Erdboden von solcher Beschaffenheit ist, dass derselbe durch Wasserzutritt leicht erweicht wird (bei grösserem Tongehalt), oder wenn sich in demselben sog. wasserführende Schichten befinden, welche durch Wasserzutritt schlüpfrig werden, so können bei geneigtem natürlichem Gelände oder bei künstlichen Böschungen durch die Einwirkung des Grundwassers sog. Erdrutschungen eintreten, welche in gewissen Fällen, namentlich bei den Verkehrswegen, mit bedeutenden Schäden und Verkehrsstörungen verbunden sein können. Als Mittel hiergegen werden Entwässerungsanlagen angewendet, welche zum Zwecke haben, das die Erdbewegungen verursachende Wasser aufzufangen und abzuleiten. Man benutzt hierzu, je nach den örtlichen Verhältnissen, teils die vorgenannten Entwässerungsarten mittels Gräben oder gewöhnlicher Drains, teils sog. Sickerschlitze oder Tiefdrains, sowie die sog. bergmännische Entwässerung mittels Stollen und Schächten.

Gewöhnliche Entwässerungsgräben können hierbei am einfachsten zur Anwendung kommen in Form von Saum- oder Abfangegräben, zum Abfangen des dem fraglichen Rutschgelände von höher gelegenen Gebieten zuflies-

senden Tagwassers. Auch kann mittels Gräben nebst Drains eine Entwässerung derartiger höher gelegener Gebiete in Frage kommen, um hierdurch ein Durchsickern des Tagwassers von diesen Gebieten zu den Rutschflächen zu vermeiden.

Taf. 19, Fig. 38. Entwässerung einer Einschnitt-Böschung mittels gewöhnlicher Röhrendrainage, bei einem Boden, welcher durch Erweichung der obersten Erdschicht der Böschung zum Abrutschen geneigt ist. Die Böschung ist hier mit Absätzen (Bermen) versehen, unter welchen die Drains in der Längsrichtung nur so tief verlegt sind, dass hierdurch die oberste Erdschicht entwässert wird.

„ „ Fig. 39—42. Entwässerung von Böschungen an der Ausmündung von wasserführenden Schichten. Wenn wasserführende Schichten in Böschungen ausmünden, so können hierbei Erdrutschungen dadurch bedingt sein, dass durch das abfliessende Wasser entweder Erdmassen von der Böschung losgelöst und fortgespült werden, oder dass die Erde unter der Böschungsfläche erweicht wird und durch Verminderung des Kohäsionswiderstandes die für die Stabilität erforderliche Konsistenz verliert. Dies kann oft durch Anlage von Drains vermieden werden, welche unmittelbar vor die Ausmündung der wasserführenden Schicht verlegt werden, und so das Wasser vor dem Austritt in die Böschung auffangen. Zu dem Behufe muss der Draingraben bis in das unter der wasserführenden Schicht befindliche wasserdichte Erdreich niedergeführt sein. Fig. 39 zeigt einen Fall, wo zwei dünnere, unmittelbar über einander befindliche wasserführende Schichten *a* und *b* durch einen kombinierten Stein- und Röhrendrain entwässert sind. In Fig. 40 ist *a b* eine wasserführende Fläche zwischen einer oberhalb befindlichen durchlässigen Erdschicht und der unteren undurchlässigen Erdmasse, wobei behufs Entwässerung ein doppelter Röhren- nnd Steindrain zur Anwendung kam. Fig. 41 und 42 sind zu gleichem Zwecke angewendete Steindrains, bei der letzteren Anordnung unter Anwendung von Ziegeln zur Bildung der Sohlenrinne.

„ „ Fig. 43. Ansicht einer mittels geneigter Drains entwässerten Böschung, statt der Anordnung Fig. 38, mit parallelen, in der Längsrichtung laufenden Drains. Diese Anordnung kann sowohl gegen ein Durchweichen der Erde unter der Böschungsfläche, wie bei Fig. 38, als auch bei vorhandenen wasserführenden Schichten in Frage kommen, wenn dieselben mehr oder weniger zersplittert über der ganzen Böschungsfläche ausmünden.

Derartige Entwässerungen mittels gewöhnlicher, auf kleinere Tiefen reichender Drainagen, genügen jedoch gewöhnlich nicht zur Vermeidung von Erdrutschungen, wenn die wasserführenden Schichten bei entsprechender Neigung durch Wasserzutritt schlüpfrig werden und dadurch zu Verschiebungen der darüber befindlichen Erdmassen Anlass geben, oder wenn die Erdmassen durch Wasseraufnahme bis auf grösseren Tiefen erweicht werden und dadurch in Bewegung geraten.

Gewöhnliche Drains können in solchen Fällen nur dann mit Erfolg zur Anwendung kommen, wenn derartige wasserführende Schichten stellenweise so nahe an der Oberfläche liegen, dass die Drains in früher geschilderter Weise bis in den wasserdichten Boden reichen und so das vom oberen Teil der wasserführenden Schicht kommende Wasser auffangen. Befinden sich aber derartige Schich

ten in grösserer Tiefe oder werden die Erdmassen bis zu grösserer Tiefe erweicht, so werden zu ihrer Entwässerung sog. Sickerschlitze (Tiefdrains), oder unterirdisch ausgeführte Entwässerungs-Stollen und Schächte nebst anderen Entwässerungsarten angewendet, wie solche in einzelnen Fällen mit mehr oder weniger gutem Erfolg zur Ausführung gekommen sind.

Sickerschlitze sind Drains, welche sich von gewöhnlichen Steindrains bzw. Sickerdohlen hauptsächlich nur durch ihre grössere Tiefe und Breite unterscheiden. Erstere beträgt bis zu etwa 10 m und mehr, während die Breite gegewöhnlich etwa 1 m beträgt, aber auch 1,5 bis 2,0 m erreicht. Die Seitenwände der Sickerschlitze werden gewöhnlich lotrecht, zuweilen aber auch mit einer kleinen Anlage, unter Benutzung von Absteifungen ausgeführt. Die Sohle soll wo möglich 0,2 bis 0,3 m tief in den undurchlässigen Boden eingreifen und erhält eine mulden- oder dachförmige Vertiefung von etwa 0,1 bis 0,2 m, welche bei weniger dichtem Boden mit Pflastersteinen in Zementmörtel, Ton, oder mit einer Betonschüttung von etwa 0,3 m Dicke belegt wird. Die Füllung besteht gewöhnlich aus Steinmaterial von etwa 1 m bis zu mehreren Metern Höhe, worauf entweder Schotter und dann Erde, oder nur letzteres Material folgt. Der untere Teil besteht entweder nur aus Steinschüttung, oder es werden gewöhnlich auch hier wie bei den Steindohlen Abzugskanäle aus Steinplatten, Ziegeln oder Drainröhren angeordnet. Bei Mangel an Steinmaterial sind auch hier andere Füllungen, bestehend aus Prügelholz, Faschinen usw. zur Anwendung gekommen.

Taf. 19, Fig. 44. Sickerschlitz zur Entwässerung von Einschnittböschungen bei der österr. Südbahn. Die Füllung besteht hier aus einer ca. 4 m hohen Steinschüttung mit viereckigem Steinplattenkanal auf gepflasterter Sohle. Zur Ableitung des Wassers steht dieser Kanal durch Querkanäle *B C* mit dem Bahngraben in Verbindung (AdP. 1888, Pl. 9—10).

„ „ Fig. 45—46. Einschnitt-Entwässerungen durch Sickerschlitze bei der Kinzigbahn. Hier war der Boden stellenweise so reichlich mit Wasser gesättigt, dass das Abgraben der bezüglichen Einschnitte erst nach vollzogener Entwässerung geschehen konnte, da sonst sowohl die Arbeit beim Abgraben erschwert worden, als auch Bewegungen des Erdreichs zu befürchten gewesen wären. Die Sickerschlitze erhielten Seitenwände mit $^{1}/_{10}$ Anlage und wurden bei einer Tiefe von 5 bis 6 m gänzlich mit Steinen gefüllt und mit Sohlenkanälen versehen.

Bei dem in Fig. 46 dargestellten Einschnitt (1 km oberhalb der Haltestelle Scheckenzell) bestand der Boden nach den Ergebnissen von Probegruben aus Bundsandstein-Geröllе, Granit-Gerölle und sandhaltiger Tonerde, welche teils schichtenartig von jenen Materialien getrennt, teils mit denselben innig verbunden war. Die Entwässerung geschah in drei Höhenlagen, die eine am oberen Rand der Böschung, eine zweite in der Mitte derselben und eine dritte unter dem Bahngraben, sämtlich so angelegt, dass sie in der Höhenlage einander deckten. Erst nach Entwässerung und Austrocknung einer Lage wurde dieselbe ausgehoben, hierauf erst der zweite Sickerschlitz ausgeführt und dann die zweite Lage in Angriff genommen usw. bis zur Vollendung des Einschnittes (HZ. 1893, S. 438).

Taf. 19, Fig. 47. Sickerschlitz bei der Entwässerung eines abgerutschten Bergabhanges bei Dienheim in Rheinhessen. Die Sohle erhielt hier einen Röhrendrain mit Schotterüberschüttung. Der Kostenersparnis wegen wurde der Steinsatz nicht in der ganzen Breite des Grabens durchgeführt, sondern nur in einer Stärke von 0,5 bis 0,6 m anlehnend an die Bergseite des Querprofils, während der Rest des Grabens nach der Talseite zu mit dem Aushubmaterial hinterfüllt wurde (DB. 1888, Nr. 34).

„ „ Fig. 48—49_c. Entwässerungen von Berglehnen mittels Sickerschlitzen bei der ungarischen Ostbahn. Beim ersteren Beispiel zeigt Fig. 48 den Lageplan der Berglehne eines Eisenbahneinschnittes nebst den dieselbe entwässernden Sickerschlitzen, und Fig. 48_a deren Querprofil. Der Boden bestand hier aus einer geneigten wasserführenden Schicht *b* von ca. 6 m Mächtigkeit. Die Entwässerung geschah durch einen in entsprechender Entfernung oberhalb des Einschnittes parallel zu demselben angelegten Sickerschlitz *a b* (Fig. 48), welcher auf die ganze Höhe der wasserführenden Schicht mit Steinschüttung *A* und Schotter *B* (Fig. 48^a) gefüllt ist, und so die Wasserzufuhr zum unterhalb befindlichen Teil der wasserführenden Schicht abschneidet. Von diesem Schlitz geschieht die Ableitung des Wassers durch Querschlitze *a m*, *b n* - - nebstdem dieselben auch zur Entwässerung des von ihnen durchschnittenen Gebietes beitragen. — Fig. 49 zeigt den Lageplan einer anderen in Bewegung geratenen Berglehne von grösserer Länge, oberhalb der Eisenbahnlinie *A B*. Deren Entwässerung geschah teils durch oberirdische Gräben *a*, *b*, *c*, teils durch Sickerschlitze II, III, IV, VII, deren Querprofil aus Fig. 49_a zu ersehen ist. Die Ableitung des Wassers von diesen Sickerschlitzen an die Oberfläche geschieht unterhalb der Eisenbahnlinie, teils durch besondere Ableitungsschlitze XII (Fig. 49_b) teils durch Entwässerungsstollen VIII (Fig. 49_c) (AB. 1874 — ZfB. 1885, Bl. 43—CBl. 1884, S. 429).

„ „ Fig. 50. Absteifung der Sickerschlitze während der Ausführung.

„ „ Fig. 51—53. Anordnungen an der Sohle der Sickerschlitze. Fig. 51 ist eine in Deutschland angewendete Anordnung, bestehend aus einem Röhrendrain mit darüber gebauter Steinplattendohle. Fig. 52 zeigt die Anwendung von mehreren mit Schotter überdeckten Drainröhren in zwei Reihen (österr. Südbahn), während Fig. 53 eine besonders in Frankreich und Italien gebräuchliche Anordnung mit betonierter Sohle darstellt (HZ. 1883, Bl. 26—1878, S. 59, Bl. 737—AdP. 1888, II. Pl. 9—10, 1890, Pl. 27—ÖW. 1884, S. 45).

Von anderen, in einzelnen Fällen mit Erfolg angewendeten Entwässerungsarten mögen folgende angeführt werden:

Taf. 19, Fig. 54—54_e. Entwässerung von Berglehnen mittels artesicher Brunnen, wie solche bei der ungarischen Ostbahn zur Anwendung gekommen sind. Dieses Verfahren besteht in der Ausführung von Drains in Form von lotrechten Brunnen, in welchen das im Erdinneren bei geneigten wasserführenden Schichten unter Druck befindliche Wasser zur Oberfläche emporsteigt, um dann von den Brunnenmündungen in gewöhnlichen Gräben abgeleitet zu werden. Fig. 54 zeigt im Lageplan die Brunnen *a b* mit den von denselben ausgehenden Gräben, während Fig. 54_a den Vertikalschnitt eines Brunnens darstellt. Letztere sind entweder wie in diesem Beispiel Schachtbrunnen mit abgesteiften Wänden, oder werden dieselben als Rohrbrunnen ausgeführt, welche wie in Fig. 54_b—54_c nach Herausnahme des Rohres mit Schotter gefüllt werden (AB. 1874, Bl. III).

Ein eigenartiges Entwässerungsverfahren ist das nachfolgende welches in neuester Zeit in Italien zur Anwendung gekommen ist.

Taf. 19, Fig. 55. Entwässerung der Einschnittböschungen bei der Eisenbahnlinie Girgenti-Caltanisetta in Sizilien, welche das besonders zu Rutschungen neigende Gebiet der Schwefelgruben durchschneidet. Hierbei handelte es sich darum, das Erdreich zu beiden Seiten des Einschnittes und unter dem Gleis gründlich zu entwässern und das Eindringen der Niederschläge in den Untergrund zu verhindern. Zu dem Zwecke wurde der gewachsene Boden beiderseits terrassenförmig abgestochen und an der Rückwand jeder Terrasse eine Trockenmauer angebracht, längs deren Fuss ein Sickerkanal läuft. Der am oberen Rand der Böschung angelegte Fanggraben und die Bahngräben sind mit wasserdichtem Mörtel abgepflastert und zieht sich längs der Innenseite eines jeden Grabens ein Sickerschlitz. Die Böschung selbst ist aus undurchlässigem, auf den Terrassen sorgfältig festgestampftem Boden hergestellt. Hierdurch findet das Grundwasser des hinter den Entwässerungsanlagen befindlichen Bodens einen guten Abfluss, während die vorne befindlichen trockenen Erdmassen durch ihr Gewicht dem allfälligen Andringen der aufgeweichten Erdmassen widerstehen (CBl. 1892, Nr. 21).

Die Entwässerung mittels Stollen und Schächten (bergmännische Entwässerung) besteht in der Anlage von unterirdisch ausgeführten gewöhnlichen Stollen und Schächten, wie solche im Bergbau üblich sind, welche dann in gleicher Weise wie die gewöhnlichen Drains und Sickerschlitze das Wasser aus dem umgebenden Boden aufsaugen und ableiten. Handelt es sich hierbei um die Entwässerung einer Rutschfläche unter einer wasserführenden Schicht, so werden längs derselben entweder einzelne, oder ein ganzes Netz von entwässernden Stollen ausgeführt, welche entweder unmittelbar von Abhängen aus, oder von der Sohle von abgeteuften Schächten ausgehend vorgetrieben werden. Sollen dagegen Abhänge mit bis in grössere Tiefen durchweichten Erdmassen entwässert werden, so kann dies durch Anlage eines in entsprechender Entfernung hinter dem Abhange ausgeführten lotrechten Netzes von Schächten und Stollen geschehen, welche die von oben kommenden Wässer abfangen und so die vorne befindlichen Erdmassen entwässern.

Taf. 19, Fig. 56—56_a. Entwässerung eines Rutschabhanges oberhalb eines Einschnittes der Moselbahn bei Ehrang mittels Stollen und Schächten. Wie aus dem Querschnitt Fig. 56_a zu ersehen, ist dies ein Beispiel der obgenannten ersteren Art, wobei der in ungefähr 12 m Tiefe befindliche geneigte Felsboden *A B* eine Rutschfläche bildet, auf welcher nach Störung des Gleichgewichts durch die Ausführung des Einschnitts die darüber befindlichen Erdmassen abzurutschen begannen. Zur Hintanhaltung der Bewegung wurde die Rutschfläche durch ein System von Stollen *a* entwässert, welche teils vom Fusse der Böschung aus, teils von der Sohle von Schächten *b* vorgetrieben wurden (HZ. 1883, Bl. 4, Bl. 26—ZfB. 1885, Bl. 41—AB. 1875).

Taf. 20, Fig. 1—1_c. Entwässerung einer Berglehne bei der Brenner-Bahn in Tirol mittels Schächten und Stollen. Hier war der Boden von der Beschaffenheit, dass er durch Wasserzutritt in grösseren Massen durchweicht und schlüpfrig wurde und in Bewegung geriet, weshalb die Entwässerung durch Anlage einer aus Schächten und Stollen bestehenden drainierenden Wand in ungef. 40 m Entfernung von der Bahn geschah. Die Ableitung des Wassers von dieser Wand geschieht durch unter der Bahn ausmündende Ableitungs-

stollen. Fig. 1_b und 1_c zeigen die Querprofile jener Stollen (Normalien d. österr. Südbahn).

Taf. 20, Fig. 2—2_b. Sicherung eines abgerutschten Eisenbahndammes mittels Entwässerungsstollen. Fig. 2 zeigt den Grundriss des mit der obersten Erdschicht abgerutschten Dammes (bei der Station Willmenrod der Westerwaldbahn) wobei die Form der unteren Böschung vor und nach der Abrutschung zu ersehen ist (erstere durch eine punktierte Linie angedeutet). Zur Verhinderung einer weiteren Bewegung wurde bei f ein bis zur wasserführenden Rutschschicht reichender Schacht abgeteuft und von dessen Sohle längs jener Schicht ein unterhalb des Dammes ausmündender Haupt-Stollen, sowie von diesem ausgehend eine Anzahl von Zweigstollen vorgetrieben. Ersterer erhielt ein Querprofil nach Fig. 2_b und letztere gemäss Fig. 2_a. Ausserdem wurde zur Abfangung des von der Bergseite gegen den Damm kommenden Wassers auf der Rückseite des Dammes ein Sickerschlitz $g\,h$ angelegt, welcher in den Schacht f einen Abfluss findet. Von hier aus wird das Wasser durch den Hauptstollen mittels eines eisernen Rohres von 0,5 m Weite unmittelbar abgeführt (vrgl. Fig. 2_b) (CBl. 1890, S. 61—AdP. 1890, Bl. 27).

Die Entwässerungsstollen erhalten gewöhnlich ein trapezförmiges Querprofil von etwa 1,4 m unterer und 1,0 bis 1,2 m ober Breite und 1,5 bis 2 m Höhe. Ihre Ausführung geschieht, wie in Fig. 2_a angedeutet, unter Benutzung einer Absteifungszimmerung, bestehend aus viereckigen Holzrahmen in der Querrichtung, in gegenseitigen Abständen von etwa 1,0 bis 1,6 m, u d einer Bretterverschalung an Seitenwänden und Decke. Zur Sicherung der aufrechten Lage der Rahmen sind dieselben an den Ecken durch in der Längsrichtung laufende Stempel gegenseitig abgesteift. Da die Haltbarkeit dieser Zimmerung nur eine beschränkte ist, so werden die Entwässerungsstollen zur dauernden Sicherung ihrer Funktion mit Steinmaterial gefüllt und erhalten zur besseren Ableitung des Wassers an der Sohle gewöhnlich einen Ableitungskanal aus Steinplatten oder einen oder mehrere Drains (vrgl. Fig. 1_b).

Taf. 20, Fig. 3—4. Verschiedene Anordnungen der Sohle der Entwässerungsstollen. Die ersten zwei Figuren zeigen einen Stollen vor und nach der Füllung mit Steinmaterial, während aus Fig. 4 ein Stollen mit betonierter Sohle zu ersehen ist, welche Anordnung bei nachgiebigem Grund erforderlich sein kann.

Die Schächte erhalten eine Absteifungszimmerung gleicher Art wie die Stollen.

IV. Die Bodenbewässerung.*)

Die nur bei Ländereien vorkommende, künstliche Bodenbewässerung umfasst die Anlagen für die Zuführung von Wasser zu denselben behufs Beförderung des Wachstums. Die Bewässerung kann eine Anfeuchtung, Düngung oder eine Regelung der Temperatur des Bodens bezwecken, nebstdem dieselbe eine bodenreinigende und entsäuernde Wirkung hat. Die feuchtende Bewässerung pflegt meistens im Sommer erforderlich zu sein, während die düngende Bewässerung im Frühjahr und Herbst und die stellenweise gebräuchliche Bewässerung behufs Regelung der Temperatur (durch Zuführung von wärmerem Wasser) gleichfalls im Herbst angewendet zu werden pflegt. Während die feuchtende Bewässerung hauptsächlich in südlichen Ländern erforderlich ist, wird die düngende Bewässerung vielfach in Mitteleuropa und in den nördlichen Ländern angewendet.

Die Bewässerung ist nur dann am Platz, wenn alles überschüssige Wasser dem Boden wieder entzogen werden kann, daher mit jeder Bewässerung gleichzeitig auch eine (ober- oder unterirdische) Entwässerung des Bodens zu verbinden ist.

Das zu den Bewässerungen erforderliche Wasser wird aus Quellen, Flüssen Seen und Stauweihern entnommen und ist die erforderliche Wassermenge von der Benutzungsart, der Bodenart, dem Klima, der Jahreszeit und der Beschaffenheit des Wassers abhängig. Je düngreicher das Wasser, desto kleiner ist im allgemeinen dessen erforderliche Menge, daher schlammführende Hochwässer zu Bewässerungen am besten geeignet sind. In Deutschland pflegen im allgemeinen zu einer erfolgreichen Wiesenbewässerung 10 bis 15 l pro Sekunde und ha als erforderlich angesehen zu werden, es können aber zur Erzielung von fortdauernd guten Ernten an Heu und Obst bei sandigem Lehmboden mindestens 50 l, bei magerem Boden und nährstoffarmem Wasser bis zu 100 l/sk,ha erforderlich sein.

*) Die Ent- und Bewässerungen von Ländereien werden auch mit dem gemeinsamen Namen Meliorationen bezeichnet.

Von dem zugeführten Wasser wird erfahrungsgemäss bei schwerem Lehmboden etwa $^1/_4$, bei mildem Lehmboden $^1/_3$, bei sandigem Lehmboden und lehmigem Sandboden etwa $^1/_3$ bis $^1/_2$ und bei leichtem Boden mehr als die Hälfte von den Pflanzen aufgenommen, verdunstet und vom Boden kapillar festgehalten, während der Rest teils in den Boden versickert, teils durch die Entwässerungsgräben abgeführt wird. Man pflegt die Bewässerung bei schwerem Boden etwa alle 15 Tage und bei sehr leichtem Boden alle 5 Tage, im Mittel alle 8 bis 10 Tage vorzunehmen. Das für die Bewässerungen erforderliche Wasser wird in unbedeckten Leitungen (Kanälen) gleicher Art, wie sie stellenweise auch zur Wasserversorgung von Ortschaften benutzt werden, den zu bewässernden Gebieten zugeführt. Es besteht dann gewöhnlich ein Hauptzuleitungskanal, von dem sich die nach verschiedenen Richtungen geführten Bewässerungskanäle zweiter Ordnung und von diesen wieder die Bewässerungsgräben abzweigen.

Es gibt folgende Bewässerungsarten: Einstauung, Überstauung, Stauberieselung und Berieselung. Hiervon pflegen die ersteren zwei für alle Kulturarten, die letztere dagegen hauptsächlich nur beim Wiesenbau zur Anwendung zu kommen.

1. Die Einstauung.

Dieses Verfahren besteht in der Verhinderung des Wasserabflusses von bestehenden Entwässerungsanlagen, eventuell auch in der Einleitung von Flusswasser in die letzteren.

Taf. 20, Fig. 5—5_a. Darstellung der Bewässerung mittels Einstauung. Die Hemmung des Wasserabflusses geschieht durch Schliessung der Schleuse *a* am Hauptgraben. Zu Zeiten wo dies nicht genügt, kan mit Hilfe eines beweglichen Wehres bei *b* Wasser vom Flusse in die Entwässerungsgräben eingeleitet werden (Pr.—Fr.).

2. Die Überstauung.

Bei diesem Verfahren wird das Wasser auf das von Erddämmen (Deichen) umschlossene Gebiet eingelassen und nach genügender Durchfeuchtung des Bodens und Ablagerung der Sinkstoffe wieder abgelassen. Dieses Verfahren ist daher nur bei Gebieten mit kleinerem Gefälle anwendbar. Grössere Gebiete werden durch Zwischendämme in Bewässerungsabschnitte (Reviere) abgeteilt, die unabhängig von einander bewässert werden können und die auch bei grösserem Gesamtgefälle an den unteren Seiten keine wesentlich grösseren Dammhöhen erfordern.

Taf. 20, Fig. 6—6_a. Beispiel der Überstauung. Die Zufuhr des Wassers geschieht hier durch einen mit Einlassschleuse *a* versehenen Hauptzuleitungskanal und die Ableitung durch Öffnen der Ablassschleuse *b* am unteren Ende des Gebietes. Zur Ableitung des überschüssigen Wassers nach vollbrachter Bewässerung dienen die Entwässerungsgräben *g*. Die Wassertiefe kann an den unteren Dämmen bis zu etwa 0,6 m betragen. Die Dämme werden 0,3 bis 0,4 m höher als der normale Wasserstand aufgeführt und erhalten eine Kronenbreite von 1 bis 1,5 m sowie 3 bis 4 fache innere und 1 $^1/_2$ fache äussere Böschungen (Pr.—Fr.).

3. Die Stauberieselung.

Dieses Verfahren hat die gleiche allgemeine Anordnung wie das vorige und unterscheidet sich von demselben nur dadurch, dass man unter Beibehaltung der normalen Stauhöhe in den Revieren, durch entsprechende Stellung der Zu- und Abflussschleusen, das Wasser durchströmen lässt. Hierdurch werden nicht nur die Sinkstoffe abgelagert, sondern es wird auch dem Boden mehr Sauerstoff und Kohlensäure zugeführt als beim vorigen Verfahren. Die Wassertiefe beträgt hierbei im Minimum vor dem oberen Damm etwa 0,02 m und vor dem unteren etwa 0,15 m.

Die Stauberieselung ist bei den italienischen Sommerwiesen schon von alters her üblich, während dieses Verfahren in Deutschland erst in neuerer Zeit eingeführt wurde.

Taf. 20, Fig. 7. Ent- und Bewässerung der Bruchhausen-Thedinghausener Niederung. Diese Niederung in der Prov. Hannover ist mit ihrem Genossenschaftsgebiet von 4 800 ha die grösste derartige Anlage in Mitteleuropa. Das Gebiet liegt hinter dem Winterdeiche der Weser, von wo sich der Hauptzuleitungskanal mit einem Gefälle 1 : 5820 bis 1 : 4000 von einer Einlassschleuse bei Hoya abzweigt und das Bewässerungswasser in mehreren Zweigkanälen über die Marschniederung leitet. Die Ableitung des überschüssigen Bewässerungswassers erfolgt durch die natürlichen Wasserzüge nach den Flussgebieten der Eiter und Ochtum, welche beide wieder in die Weser einmünden.

Es kommt hier die düngende Bewässerung durch Zuführung von schlammhältigem Wasser der Weser nach dem System der Stauberieselung zur Anwendung, zu welchem Zwecke die einzelnen Stauabschnitte (Reviere, 54 an der Zahl) an drei Seiten durch Abschnittsdämme eingeschlossen sind, während die vierte obere Seite durch den Zuleitungskanal abgeschlossen ist. Man hat dieses System gewählt, da für die sog. wilde Berieselung das vorhandene Flächengefälle (Längsgefälle 1 : 2500 und Quergefälle 1 : 5700 bis 1 : 1470) nicht genügend war, und die Herstellung von Hängen und Rücken zu grosse Kosten verursacht hätte (400 bis 500 Mk. f. d. ha), und da hierbei durch die schmalen Beete auch die Beweidung der Grundstücke erschwert worden wäre. Die Zuleitung des Wassers aus dem Hauptzuleitungskanal oder aus den Zweigkanälen erfolgt an der oberen Seite jedes Stauabschnittes durch Schleusen. Die Ablassschleuse am unteren Ende jedes Abschnittes bleibt nach dem Öffnen des Einlasses so lange geschlossen, bis der dem Abschnitte entsprechende Normalwasserstand erreicht ist, wonach die Schleuse so weit geöffnet wird, dass die ab-

fliessende Wassermenge dem Zufluss entspricht, also der Normalwasserstand erhalten bleibt.

Der sekundliche Wasserbedarf wurde für den grössten Teil der Flächen mit 15 l/ha und für die hoch gelegenen Grundstücke, welche nur kurze Zeit bewässert werden, mit 20 l/ha angesetzt. Mit Rücksicht auf die Wasserverluste wurden ca. 8 % mehr zugeführt.

Die einzelnen Stauabschnitte sind so angelegt, dass die Abschnittsgrenzen möglichst mit den Parzellen- und Gemarkungsgrenzen zusammenfallen. Der obere und untere Damm jedes Abschnittes haben 1,5 m Kronenbreite, 1 1/2 fache äussere und 3 fache innere Böschung, und die beiden seitlichen Leitdämme 1,0 m Kronenbreite und beiderseitige 1 1/2 fache Böschungen. Die Krone der Dämme steht 0,4 m über dem Normal-Stauspiegel.

Bei der Projektierung der Anlage wurde unter Annahme, dass der wirtschafliche Wert von 100 kg Heu nach Abzug aller Kosten 3 Mk beträgt, der geschätzte Mehrertrag der düngenden Bewässerung von zwischen 30 und 54 Mk, im Mittel 43,44 Mk für 1 ha angenommen (CBl. 1885, S. 401—HZ. 1892, S. 27).

4. Die Berieselung.

Bei diesem hauptsächlich beim Wiesenbau angewendeten Verfahren, lässt man das Wasser, ohne es aufzustauen, gleichmässig über die zu bewässernden Flächen abfliessen, so lange, bis der Boden in genügendem Grade durchfeuchtet ist.

Man unterscheidet die sog. natürliche (wilde) Berieselung und die künstliche Berieselung (rationeller Wiesenbau). Bei der wilden Berieselung wird das Wasser durch die Zuleitungskanäle den höchst gelegenen Punkten des Gebietes zugeführt und ohne weitere Bearbeitnng des Bodens über die Flächen geleitet. Dieses Verfahren hat den Vorteil verhältnismässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachteil eines geringeren Erfolges bei verhältnismässig grossem Wasserverbrauch, und wird daher gewöhnlich nur als Vorbereitung für die künstliche Bewässerung angewendet. Ferner kommt die Berieselung bei grösserem Gefälle des Geländes als sog. Hangbau und bei kleinerem Gefälle als Rückenbau zur Anwendung.

a. Hangbau mit oberirdischer Entwässerung.

Dieses Verfahren kommt bei einem Gefälle von wenigstens 2 bis 2 1/2 % 1 : 50 bis 1 : 40) in der Art zur Anwendung, dass man das Wasser in der Richtung des Gefälles über die zu bewässernden Flächen abfliessen lässt.

Taf. 20, Fig. 8. Natürlicher Hangbau ohne besondere Entwässerungsanlagen. Die Wasserzufuhr geschieht hier oberhalb des zu bewässernden Gebietes durch einen Haupt-Zuleitungskanal (Zubringer) *b c*, von welchem sich Verteilungsgräben *c e* in der Richtung des Gefälles verzweigen. Von diesen verzweigen sich sodann in der Richtung der Höhenkurven die eigentlichen Bewässerungsgräben (Rieselrinnen) *d* in gegenseitigen Abständen von etwa 8

bis 12 m, von welchen das Wasser über das Gebiet abfliesst. Hierbei gelangt das Wasser in die Rieselrinnen durch Aufstauen desselben in den Verteilungsgräben mittels Schleusen (Handschützen) *s*. Nach vollbrachter Bewässerung und Schliessung der Verteilungsgräben bei *c* sammelt sich das überschüssige Wasser in den Rieselrinnen und findet von hier durch die Verteilungsgräben einen Abfluss.

Die Verteilungsgräben erhalten eine Tiefe und Sohlenbreite von ungef. 0,3 m, und die Rieselrinnen eine Breite von 0,2 bis 0,3 m und eine Tiefe von 0,2 bis 0,25 m (Frz.—CBl. 1885, S. 401).

Taf. 20, Fig. 9. Natürlicher Hangbau mit Entwässerungsgräben. Dieses namentlich in der Rheinpfalz vorkommende Verfahren ist eine Bewässerungsanlage, wobei das Wasser aus einem mittels Talsperre *AD* gebildeten Reservoir *R* entnommen wird. Die Bewässerungsanlage besteht auch hier aus dem Hauptzuleitungskanal *a*, den Verteilungsgräben *b* und den Rieselrinnen *c*, während die Entwässerung durch die unmittelbar hinter den Rieselrinnen gelegenen Abzugsgräben *d* und die Sammelgräben *e* stattfindet (ÖW. 1879, S. 182—NA. 1876, Pl. 21-22—AB. 1863, S. 258—Frz.).

„ „ Fig. 10. Hangbau mit geneigten Rieselrinnen und mit Wiederbenutzung des durch die Abzugsgräben abgeleiteten Wassers zur Bewässerung tiefer liegender Reviere (Frz.—NA. 1875, S. 106).

„ „ Fig. 11—11_a. Kunsthangbau, wobei der Boden gemäss dem Querprofil Fig. 11_a in künstlicher Weise so hergerichtet ist, dass die einzelnen Rieselflächen ein stärkeres Gefälle haben als das ursprüngliche Gefälle des Bodens.

„ „ Fig. 12—12_a. Kunsthangbau gleicher Art wie im vorigen Beispiel, jedoch mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben *d* aufgenommenen Wassers zur Bewässerung der tiefer liegenden Flächen (Pr.—Frz.).

b. Rückenbau.

Wenn das Gefälle des Bodens kleiner ist als etwa 2 °/₀ (1 : 50) kann die Bewässerung nach dem Rückenbau-Systeme in der Art geschehen, dass der Boden zu dachförmigen Rücken von etwa 20 bis 50 m Länge, 10 bis 40 m Breite, mit einem Quergefälle der Seitenflächen von etwa 1 : 6 bis 1 : 4 hergerichtet wird, längs deren oberster Grate die Bewässerungsgräben geleitet sind, so dass das Wasser durch Überlaufen von deren Kanten über die Flächen niederrinnt. Die Entwässernng geschieht durch am Fusse der Flächen angelegte Abzugsgräben.

Taf. 20, Fig. 13—13_a. Natürlicher Rückenbau an der Saale bei Föhrbau (Oberfranken). Das bezügliche Gebiet ist ein Wiesenkomplex von 14,3 ha mit kleinerem Gefälle nach dem Flusse zu. Die Wasserentnahme aus dem Flusse geschieht mit Hilfe eines eisernen Schützenwehres *S* (beschrieben im I. Teil dieses Werkes, 2. Aufl., Taf. 6, Fig. 3_a—3_b) und verzweigt sich der Hauptzuleitungsgraben bei Erreichung des Gebietes in vier parallel mit dem Fluss verlaufende Bewässerungsgräben, dem entsprechend die Rieselflächen teils nach dem Flusse zu, teils nach entgegengesetzter Richtung abfallen. Durch die Krümmung des Flusses finden die Entwässerungsgräben einen direkten Abfluss in denselben.

Ausser den Stauschützen an den Einläufen zu den Bewässerungsgräben sind

auch längs der letzteren in Entfernungen von ca. 20 m kleine Handschützen angebracht (vrgl. I. Teil, 2. Aufl., Taf. 5, Fig. 9 – 10) durch welche eine partielle Bewässerung einzelner Teile bewerkstelligt werden kann. Die Bewässerungsgräben haben 0,7 m Sohlenbreite, 0,6 m Tiefe und eine Böschungsanlage von 1 : 1, während die Entwässerungsgräben 1,5 m Sohlenbreite, 1,0 m Tiefe und ein Böschungsverhältnis von 1 : 1 haben.

Diese Wiesen werden im Sommer nur anfeuchtend bewässert, während im Frühjahr und Herbst düngende Bewässerung zur Anwendung kommt.

Die Anlagekosten betrugen ohne Schleusen 2 400 Mk pro ha und mit Einschluss derselben 7 600 Mk pro ha. Der Ertrag belief sich vor Einführung der Bewässerung auf 30 Ztr. und nach dem auf 110 Ztr. Dünnfutter pro ha (Fdr.—ÖM. 1897, S. 144).

Taf. 20, Fig. $14-14_b$. Kunst-Rückenbau in der gewöhnlichen Anordnung, wobei *a* der Hauptzuleitungsgraben, *b* die Bewässerungsgräben, *c* die Entwässerungsgräben und *d* der Hauptableitungsgraben sind. Gewöhnlich wird der Hauptzuleitungsgraben in der Richtung des grössten Gefälles geführt.

„ „ Fig. $15-15_b$. Allmähliche Ausbildung der Rücken unter Benutzung des Aushubmateriales von den Gräben.

„ „ Fig. 16. Rücken mit Zwischengräben *b* bei grösserer Rückenbreite, zur Hemmung des abfliessenden Wassers.

„ „ Fig. $17-18_a$. Kunst-Rückenbau mit Wiederbenutzung des von den Entwässerungsgräben abgeführten Wassers zur Bewässerung tiefer liegender Komplexe (Pr.—Frz.—CBl. 1883, Nr. 24, 25).

c. Hangbau mit unterirdischer Entwässerung.

In Anbetracht der früher angeführten Vorteile der Drains gegenüber offenen Entwässerungsgräben kommen auch erstere beim Hangbau gemäss nachfolgenden Beispielen zur Anwendung.

Taf. 20, Fig. 19. Hangbau mit Drainage, wobei die Saugdrains *d* in der Richtung des Gefälles, parallel mit den Verteilungsgräben *b* und die Sammeldrains e_1 und *e* winkelrecht dagegen angeordnet sind. Die Ableitung des Drainwassers geschieht in einen Abzugsgraben *ff* (Pr.).

„ „ Fig. 20. Hangbau mit Drainage und Wiederbenutzung des Drainwassers zur Bewässerung. Hier besteht die Bewässerungsanlage aus dem Verteilungsgraben *b* und den von demselben ausgehenden Rieselrinnen c_2 *c*, während die Entwässerung durch winkelrecht zu den Rieselrinnen laufenden Saugdrains *d* geschieht. Letztere münden in Sammeldrains *e*, welche sich in Bassins *A, B, C* ergiessen usw., von welchen wieder das zur Bewässerung der tiefer liegenden Gebiete erforderliche Wasser entnommen wird (Fdr.).

„ „ Fig. $21-21_a$. Das Petersen'sche Bewässerungsverfahren. Dieses Verfahren ist ein Hangbau mit Drainage, wobei man das Drainwasser an beliebiger Stelle in die Verteilungsgräben *b* emporsteigen lassen kann, behufs Bewässerung der unterhalb liegenden Gebiete. Zu dem Behufe sind hier die Saugdrains *d* parallel zu den Rieselrinnen *c* und die Sammeldrains *e* unmittelbar unter die Verteilungsgräben *b* verlegt. An jedem Kreuzungspunkt der Saug- und Sammeldrains stehen die letzteren mit den Verteilungsgräben durch Brunnenrohre *V* (Fig. 21_a) derart in Verbindung, dass man durch Niedersenken des an einer Kette *k* hängenden Ventils *g* den Sammeldrain absperren und das Wasser in den Graben emporsteigen lassen kann. Wird dagegen

das Ventil emporgezogen, so fliesst das Wasser im Sammeldrain weiter. Der Brunnen besteht im unteren Teil aus gebrannten Tonrohren und im oberen Teile, behufs grösseren Widerstandes gegen eine Zerstörung durch zufällige Stösse, aus einem Holzrohre.

Dieses Verfahren ist zwar zweckmässig, kommt aber wegen der hohen Anlagekosten selten zur Anwendung (Fdr.—Pr.—DB. 1884, S. 375).

5. Ausführung der Bewässerungskanäle.

a. Das Kanalgerinne.

Die Bewässerungskanäle sind Wasserleitungskanäle, die sich von jenen zur Wasserversorgung von Ortschaften nur dadurch unterscheiden, dass bei denselben das Wasser keinen Schutz gegen Verunreinigung und gegen die Einflüsse der Temperatur erfordert, daher dieselben immer unbedeckt sind. Sie werden wie die unbedeckten Wasserversorgungskanäle mit Rücksicht auf die Anlagekosten soweit möglich als geböschte Erdeinschnitte, unter allfälliger Benutzung der ausgehobenen Massen für beiderseitige Dämme (vrgl. Taf. 6, Fig. 1), sowie als teilweise und vollständige Dämme ausgeführt. Bei weniger festem Boden und in steileren Strecken kann eine Pflasterung oder Bekleidung von Böschungen und Sohle mit Holz, Beton oder Eisenbeton, oder eine Einfassung mit Stützmauern erforderlich sein (s. Taf. 6, Fig. 2_b—5, Fig. 7—8). In neuerer Zeit ist auch eine Bekleidung aus Blech zur Anwendung gekommen Ein derartiges Beispiel ist das folgende:

Taf. 20, Fig. 22—22_a. Bewässerungskanal von Kôm-Ombo in Ober-Ägypten. Derselbe erstreckt sich durch eine Wüste auf eine Länge von 1577 m und besteht aus einer halbzylindrischen Blechrinne von 6 m Weite und 3,6 m Tiefe und 6 m/m Blechstärke. Fig. 22 zeigt die Art der Aufstellung der an Ort und Stelle zusammengenieteten Rinne, auf einem Sandbett-Fundament, und Fig. 22_a den Querschnitt des fertigen Kanals, wobei die Rinne in einem Erddamm eingeschlossen ist (Eng. 1907, I., S. 234—Engg. Nws. 1907, I., S. 431).

b. Kunstbauten.

Auch die bei den Bewässerungskanälen vorkommenden Kunstbauten sind von gleicher Art wie bei den Wasserverleitungen, und zwar: Einlass- und Ablassschleusen, Abstürze, Aquädukte, Düker, usw.

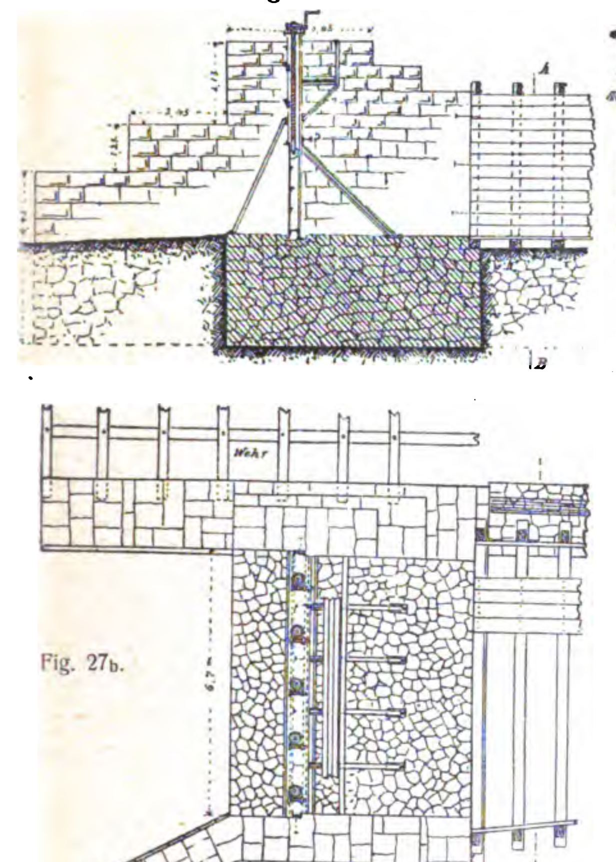
Einlass- und Ablassschleusen.

Zur Regelung der Wasserzufuhr, also zur Begrenzung der einlaufenden Wassermengen bei Hochwasser, sowie um zeitweilig (zur Vornahme von Ausbesserungen usw.) die Wasserzufuhr ganz absperren zu können, werden die Bewässerungskanäle am Einlauf mit einer Einlassschleuse versehen, welche bei der Ent-

nahme aus Flüssen und Seen gewöhnlich in einem Schützenwehr besteht, während bei Stauweihern, wo die Entnahme gewöhnlich mittels einer Rohrleitung geschieht, diese mit einem Absperrschieber versehen ist. Bei der Entnahme aus Flüssen ist meistens eine künstliche Hebung des Wasserspiegels mittels eines Wehres bis zur erforderlichen Höhe im Kanal erforderlich.

Taf. 20, Fig. 23. Lageplan einer Einlassschleuse. Die den Kanal *K* absperrende Schleuse *S* besteht gewöhnlich aus einer oder mehreren Schützen,

Fig. 27. Fig. 27a.



1 : 188.

Einlassschleuse zum westl. Bewässerungskanal am Bear River (Utah).

die sich gegen die beiderseitigen Widerlager an den Ufern des Kanals und dazwischen gegen hölzerne oder eiserne Ständer oder gemauerte Pfeiler stützen. Das Wehr *W* im Flusse ist fest oder beweglich, oder teils das eine teils das andere, letzteres zur Regelung der Wasserstände, oder als Schiffs- oder Flossdurchlass.

Die nebenstehende Textfiguren 27—27_b zeigen eine solche Einlassschleuse am Westkanal des Bear River-Bewässerungssystems in Utah.

Diese eiserne Schleusenanlage enthält fünf mittels Schraubenspindel bewegliche Schützen von 1,31 m Breite. Der Kanal selbst besteht an dieser Stelle aus einer hölzernen Rinne von 7,31 m Breite mit allmählicher Verschmälerung auf 4,26 m, und mit Seitenwänden aus 7,6 cm starken Bohlen, während der Boden aus einem doppelten, ins Kreuz gelegten Belag von 5 cm Dicke unten, und 2 $^1/_2$ cm Dicke in der oberen Schichte besteht. Der Fluss ist durch ein anschliessendes hölzernes Wehr von der im 1. Teil dieses Werkes besprochenen Anordnung (2. Aufl., S. 94, Textfig. 33) aufgestaut (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

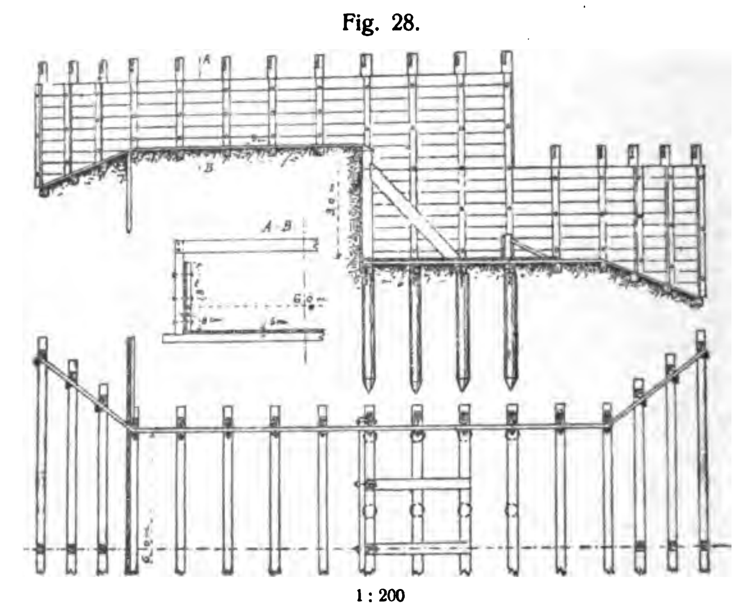
Die gleiche Anordnung erhalten die an geeigneten Stellen des Kanals zur Entlastung desselben, bzw. Ableitung des überschüssigen Wassers oder zur Entleerung des Kanals nach einem sog. Freigraben (Leerkanal) angebrachten Ablassschleusen.

Taf. 20, Fig. $24—24_b$. Ablass-Schleuse mit Segment- (Taintor-) Schützen beim Truckee-Bewässerungskanal in den Verein. Staaten (Engg. Nws. 1906, Oct. 18, S. 391).

Abstürze.

Wenn ein Kanal bei ununterbrochener Führung längs eines stärker geneigten Geländes ein für den Bestand von Sohle und Böschungen zu starkes Gefälle erhalten würden, so kann dieses durch Einfügung von sog. Abfällen oder

Fig. 28.



1 : 200

Absturz am Corinne.Kanale in Utah.

Abstürzen gemässigt werden. Im allgemeinen sind diese Anlagen nach Art der im I. Teil beschriebenen Wehre ausgeführt, und bestehen aus Holz oder aus Mauerwerk. In der einfachsten Art werden dieselben bei kleiner Fallhöhe als Grundschwellen aus Baumstämmen oder Faschinen (s. I. Teil, 2. Aufl., S. 91, Fig. 28) ausgeführt.

Textfig. 28 zeigt einen grösseren hölzernen Absturz von 3 m Fallhöhe beim Corinne-Bewässerungskanal des Bear River-Bewässerungssystems in Utah (Engg. Nws. 1896, I., S. 99).

Ein gemauerter Absturz mit hölzernem Boden ist aus Taf. 6, Fig. 9 zu ersehen.

Aquädukte.

Nachdem bei den Bewässerungskanälen die Wasserzufuhr zu gewissen Zeiten ganz unterbleibt, bei welchen Gegenheiten dann Ausbesserungen ohne Störung des Betriebes vorgenommen werden können (entgegen den Wasserversorgungsleitungen, wo dies nicht der Fall ist), so können bei diesen Kanälen aus-

ser eisernen und gemauerten auch hölzerne Aquädukte angewendet werden. Im übrigen unterscheiden sich diese Aquädukte von jenen der Wasserversorgungsleitungen nur dadurch, dass bei denselben das Wasser nicht vor Verunreinigung usw. geschützt zu werden braucht, daher die Leitung aus einer ungedeckten Rinne bestehen kann. Das Tragwerk kann in beiden Fällen die gleiche Anordnung erhalten.

Taf. 20, Fig. 25—25_a. Einfacher hölzerner Aquädukt für die Überführung eines Bewässerungsgrabens über einen Bach oder Kanal. Boden und Seitenwände bestehen hier aus je einer Bohle von bzw. 9 bis 15 cm und 6 bis 12 cm Dicke, wobei die Rinne sich selbst trägt. Die Überdachung bezweckt den Schutz gegen die Niederschläge, zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit (Pr.).

Taf. 21, Fig. 1—1_c. Aquädukte des Westkanals des Bear River-Bewässerungssystems in Utah (Engg. Nws. 1896, I. Febr.).

„ „ Fig. 2. Aquädukt in einem Bergwerksdistrikt Californiens, welcher in einer Länge von 148 m längs einer hohen Felswand geführt und an dieser aufgehängt ist (bracket-flume). Die Aufhängung geschah mit Hilfe von eisernen Konsolen welche in Entfernungen von 2,44 m an der Felswand befestigt wurden. Dieselben bestehen aus in der Wand befestigten starken Eisenringen, in welche die aus *z* förmig gebogenen Eisenbahnschienen bestehenden Konsolen eingehängt sind, nebstdem die letzteren am oberen Ende von in der Wand verankerten Hängestangen von 20 mm Stärke gefasst sind (ÖZ. 1885, S. 35).

„ „ Fig. 3—3_e. Eiserner Aquädukt für die Überleitung eines Baches über den Haupt-Zuleitungskanal der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorationsanlage (Prov. Hannover), in Form einer sich selbst tragenden Blechrinne von 14 m Länge, 1,5 m Breite und 1,03 m Höhe. Zur Vermeidung von Auskolkungen durch die Wirbelbildung an den Mündungen des Aquädukts ist der Boden durch eine mit Pfahlreihen eingefasste Pflasterung befestigt, nebstdem der Querschnitt des Gerinnes hier erweitert ist. Behufs Benutzung als Gehsteg ist der Aquädukt mit einem auf Querschwellen ausgelegten Bohlenbelag versehen (HZ. 1892, S. 44, Bl. 5).

„ „ Fig. 4—4_a. Aquädukt eines Bewässerungskanals bei den Bewässerungsanlagen von Frensdorff bestehend aus einer durch T- und L-Eisen versteiften und von drei gewalzten I-Eisen getragenen Blechrinne von 1,0 m Breite und 0,75 m Wassertiefe. Oben wird die Rinne durch stellenweise aufgenietete Flacheisen zusammengehalten (Fr.).

„ „ Fig. 5—5_a. Gemauerter Aquädukt eines Bewässerungskanals bei Roquefavour (Marseille). Es ist dies eine sog. Etagenbrücke mit Gewölben in 3 Stockwerken (ZfB. 1869, S. 286).

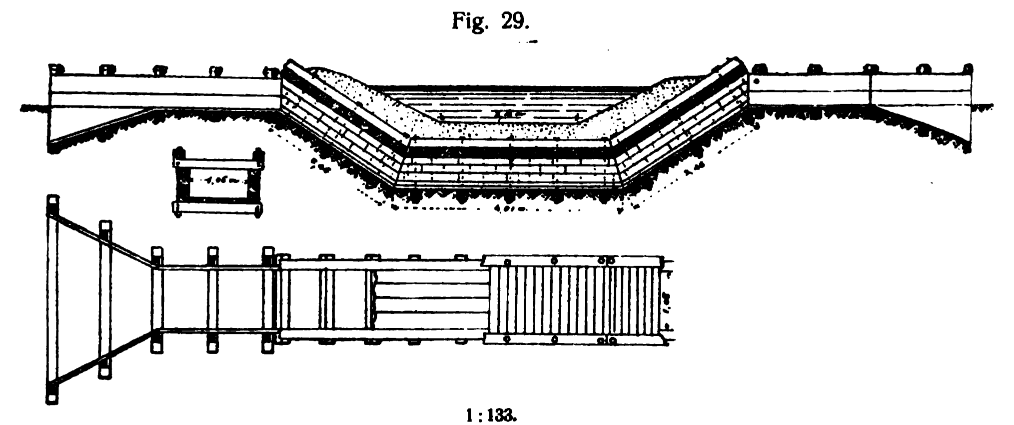
„ „ Fig. 6—6_a. Eisenbeton-Aquädukt für die Bewässerung der aragonischen Hochebene (Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, Berlin 1907, III. Bd. S. 483).

Düker.

Auch diese Bauwerke werden bei den Bewässerungskanälen in gleicher Weise ausgeführt wie bei den Wasserversorgungen, nur mit dem Unterschied, dass auch hier aus den oben angeführten Gründen ausser eisernen und gemauerten ausnahmweise auch hölzerne Düker zur Anwendung kommen.

Die nachstehende Textfigur 29 zeigt eine solche Anlage, nämlich die Unterführung des Corinne-Bewässerungskanal am Bear River (Utah) unter einem alten Kanal mittels eines hölzernen Dükers (Engg. Nws. 1896, I.).

Fig. 29.



1 : 133.

Hölzerner Düker der Corinne-Bewässerungskanals (Utah).

Taf. 21, Fig. 7—7_c. Eiserner Düker zur Unterleitung eines Bewässerungskanals der Bruchhausen-Syke-Thedinghauser Meliorations-Anlage in Hannover unter der Eiter. Die Anlage besteht aus einem doppelten Blechrohr von je 1,3 m Durchmesser und 21,6 m Länge. Die Einlaufmündungen sind auf 1,6 m Durchmesser erweitert (HZ. 1892, Bl. 5).

„ „ Fig. 8—8_a. Gemauerter Düker des Bewässerungskanals von Carpentras unter dem Bregoux-Flusse, bestehend aus einem doppelten Betonrohr (ZfB. 1869, Bl. L.).

„ „ Fig. 9—9_a. Unterführung des Cavour-Kanals (Bewässerungskanal in Ober-Italien) unter dem Sesia-Flusse, mittels eines fünfteiligen gemauerten Dükers mit elliptischen Kanälen von je 5,0 × 2,4 m Weite und Höhe (AB. 1886, Bl. 6—CBl. 1889, S. 441—HZ. 1892, Bl. 5).

„ „ Fig. 10—10_e. Düker aus Eisenbeton (Emperger, Handb. f. Eisenbetonbau, Berlin 1907, III. Bd., S. 483).

V. Die Schiffahrtskanäle.

Die Schiffahrtskanäle sind künstliche Wasserwege, welche entweder als selbständige Verkehranstalten oder als Verbindungen zwischen natürlichen fahrbaren Gewässern den Schiffsverkehr vermitteln. Je nachdem dieselben dem inneren Schiffsverkehr oder dem Meeresverkehr für Seeschiffe zu dienen haben, unterscheidet man Binnenkanäle und Seekanäle. Ferner gibt es Kanäle mit ruhigem Wasser und solche mitt bewegtem Wasser bzw. mit Strömung. Erstere können aus einer einzigen Strecke, zwischen zwei fahrbaren Gewässern (Niveaukanäle) oder aus mehreren, in verschiedenen Höhen gelegenen Strecken (Haltungen) bestehen, zwischen denen die Beförderung der Fahrzeuge mittels Schleusen oder anderer Schiffshebevorrichtungen geschieht. Solche, zwei fahrbare Gewässer vereinigende Kanäle werden auch Verbindungskanäle, und Kanäle die eine Wasserscheide überschreiten, Scheitelkanäle genannt. Eine weitere Art sind die sog. Seitenkanäle (Lateralkanäle), welche bei fahrbaren oder kanalisierten Flüssen einzelne schwer fahrbar zu machende Strecken ersetzen.

Der Schiffahrtsbetrieb auf den Kanälen umfasst die sog. Treidelschiffahrt, wobei die Fahrzeuge durch Menschen, Zugtiere oder Motorwagen an der Zugleine vorwärts gezogen werden, und die Dampfschiffahrt. Erstere lohnt sich noch bei Geschwindigkeiten des Wassers bis zu etwa 1 m, und letztere bis zu ca. 3 m.

Gegenüber den Verkehrswegen zu Land, nämlich den Strassen und Eisenbahnen haben die Schiffahrtskanäle den Vorteil einer bedeutend kleineren Krafterfordernis. Es verhält sich nämlich die erforderliche Kraft zur Fortschaffung der gleichen Last bei Strassen zu derjenigen bei Eisenbahnen und Kanälen ungefähr wie 1 : $^1/_5$ bis $^1/_{10}$ bzw. $^1/_{50}$ bis $^1/_{70}$. Dagegen hat der Kanaltransport den Nachteil einer kleineren Geschwindigkeit, welcher Nachteil sich umsomehr geltend macht, je kürzer die Haltungen, bzw. je grösser die Anzahl der Schleusen. Es eignet sich daher der Kanaltransport hauptsächlich für Güter von weni-

ger eiliger Art, wie dies namentlich bei Naturprodukten der Fall ist. Ein weiterer Nachteil der Kanäle besteht darin, dass dieselben zur Winterzeit bei eintretender Eisbildung unbrauchbar werden, was in Deutschland bis zu etwa 4 Monaten, in den nördlichen Ländern aber bis zu 6 Monaten des Jahres und länger der Fall ist. Auch können die bei Kanälen erforderlichen Ausbesserungen an Schleusen usw. — wenn selbe nicht im Winter vorgenommen werden können — viel nachteiligere Verkehrsstörungen zur Folge haben, als dies bei Strassen und Eisenbahnen der Fall ist.

Bei der Projektierung eines Kanals handelt es sich zunächst um die Linienführung bzw. die Feststellung des Lageplanes, des Längen- und Querprofils und der nötigen Kunstbauten, mit Rücksicht auf die Erfordernisse des Verkehrs und der kleinstmöglichen Anlage- und Unterhaltungskosten.

1. Die Linienführung und das Längenprofil.

Die Linienführung (Trassierung) eines Kanals ist ausser von der Lage der zu berührenden Endpunkte und Zwischenpunkte hauptsächlich von der Formation des Geländes und von der Rücksicht auf die Beschaffung des nötigen Speisewassers für den Kanal abhängig. Die Kanallinie soll vorerst, um den Anforderungen des Verkehrs möglichst zu entsprechen, in horizontaler Richtung aus möglichst langen geradlinigen Strecken, mit tunlichst grossen Krümmungshalbmessern an den Brechpunkten, und in vertikaler Richtung aus möglichst langen Haltungen bestehen. Nachdem aber ein Kanal aus Einschnitten und Dämmen besteht, so bedingen diese im allgemeinen umso grössere Erdarbeiten, bzw. Anlagekosten, in je höherem Grad jene Anforderungen erfüllt sind, weshalb sich andererseits die Kanallinie mit Rücksicht auf die Anlagekosten in horizontaler und vertikaler Richtung möglichst an das Gelände anzuschmiegen hat. Unter Beachtung dieser Umstände und mit Rücksichtnahme auf die Anlage der Kunstbauten (namentlich der Schleusen, oder anderer Schiffshebewerke) ergibt sich die Linie (Trasse) und das Längenprofil des Kanals. Bei diesem werden die Höhen in entsprechend grösserem Masstab als die Längen gezeichnet. *)

Die in horizontaler Richtung an den Brechpunkten eingefügten Kurven sind Kreisbögen, ohne oder mit parabolischer Übergangskurve (letztere kamen z. B. beim Rhein-Marne-Kanal zur Anwendung) und mit einem kleinsten Halbmesser, welcher im allgemeinen wenigstens gleich sein soll der 6 fachen Schiffslänge. Nach Hagen soll bei Binnenkanälen der kleinste Halbmesser wenigstens

*) Nachdem der praktische Vorgang beim Trassieren von Kanälen der Hauptsache nach jenem des Trassierens der Verkehrswege zu Land entspricht, so wird diesbezüglich auf den „Strassenbau“ und den „Eisenbahnbau“ verwiesen.

60 bis 80 m betragen, während er bei neueren Kanälen meistens zwischen etwa 100 und 300 m angenommen wird, und zwar soll derselbe bei Binnenkanälen mit Dampfschiffverkehr wenigstens 150 bis 200 m betragen. Beim Elbe-Trave-Kanal ist der kleinste Halbmesser 600 m. Bei Seekanälen soll derselbe etwa 1000 m nicht untersteigen, wie dies beispielsweise beim Nord-Ostsee-Kanal der Fall ist.

Kanäle mit ruhigem Wasser erhalten entweder eine wagrechte Sohle oder man gibt derselben ein kleines Längengefälle von etwa ½ bis 4 cm pro Kilometer, damit das Wasser beim etwaigen Ablassen des Kanals (zur Vornahme von Ausbesserungen usw.) einen vollständigen Abfluss findet.

So hat beispielsweise der Nord-Ostsee-Kanal, vom westlichen Ende bei Brunsbüttel ausgehend, folgende Gefälle:

km 0–2	2–12	12–25	25–40	40–60	60–95	95–96	96–98
1 : 3 000	1 : 25 000	1 : 33 335	1 : 50 000	1 : 200 000	1 : ∞	1 : 2 000	1 : ∞
33 cm pr. km	4 cm pr. km	3 cm pr. km	2 cm pr. km	½ cm pr. km		50 cm pr km	

Taf. 21, Fig. 11—11b. Der Saimakanal in Finnland (Lageplan und ein Teil des Längenprofils). Derselbe bildet die Verbindung des Saima-Wassersystems mit dem Finnischen Busen, zwichen Lauritsala bei Willmanstrand am südlichen Ende des Saima-Sees, und Wiborg (Fig. 11), und dient sowohl für den Prahmenverkehr, als auch für Dampfschiffe. Infolge des Höhenunterschieds von 75,9 m zwischen dem Saima-See und dem Finnischen Busen und des terrassenförmigen Gefälles des Geländes nach dem letzteren zu erhielt der Kanal bei einer Gesamtlänge von ca. 59 km 14 in derselben Richtung abfallende Haltungen, mit 28 teils einfachen teils zwei- bis dreifach gekuppelten Kammerschleusen $S_1 S_2 \ldots$ von je 35,6 m Länge, 7,42 m Breite und 2,67 m Wassertiefe über der Schwelle. Die grössten zulässigen Fahrzeuge dürfen 31,2 m Länge, 7,1 m Breite und 2,5 m Tiefgang haben.

Dieses in vieler Beziehung jetzt noch mustergiltige Bauwerk wurde in den Jahren 1845—56 mit einem Kostaufwande von 12 386 400 Frs. erbaut. Im Jahre 1906 verkehrten auf dem Kanal 8 196 Fahrzeuge und betrugen die gesamten Einnahmen und Ausgaben bzw. 696 435 und 203 894 Frs. Für die Jahre 1897 bis 1906 ergaben sich in Mittel pro Jahr 6 746 Fahrzeuge, eine Einnahme von 545 535 Frs. und eine Ausgabe von 193 774 Frs., demnach ein jährl. Gewinn von 351 761 Frs.

2. Das Querprofil.

Man hat bei einem Schiffahrtskanal das für denselben geltende normale Querprofil und die stellenweise erforderlichen Abweichungen von demselben zu beachten. Die Form des normalen Querprofils ist von den Forderungen des Verkehrs und von der Beschaffenheit des Bodens abhängig. Der Verkehr fordert eine so grosse Breite und Tiefe des Wassers, dass die grössten Schiffe in belastetem Zustand überall unbehindert passieren können, während von der Bodenbeschaffenheit die Form der seitlichen Begrenzungen abhängig ist.

Die Breite des Querpsofils soll so gross sein, dass zwei von den gröss-

ten vollbelasteten Schiffen mit etwa 0,5 bis 1,0 m Spielraum sowohl zwischen den Schiffen als auch gegen die Seitenbegrenzungen, an einander vorbeifahren können, während die kleinste Wassertiefe so gross sein soll, dass unter dem Kiel der am tiefsten gehenden Fahrzeuge wenigstens noch ein Spielraum von 0,3 bis 0,6 m erübrigt (letzteres bei Schraubendampfern). Die grösste Schiffsbreite beträgt bei Binnenschiffen etwa 4 bis 8,2 m (letztere z. B. beim Dortmund-Ems-Kanal) und bei Seeschiffen bis zu etwa 25 m, während der grösste Tiefgang bzw. 1,3 bis 1,75 m und 8 m bis8,5 m beträgt.

Nachdem ferner bei der Bewegung eines Schiffes im Kanal ein Aufstau entsteht, wodurch die Geschwindigkeit und Lenkbarkeit des Schiffes umso mehr beeinträchtigt, und die Ufer durch den Wellenschlag umso mehr angegriffen werden, je kleiner der Wasserquerschnitt F des Kanals im Vergleich zu jenem des eingetauchten Schiffsquerschnittes f ist, so soll das Verhältnis

$$\frac{F}{f} = n$$

ein gewisses Mass nicht untersteigen. Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschiffahrts-Kongresses in Wien 1886 soll bei 1,75 m Wassertiefe $n \geqq 4$ sein. Bei neueren holländischen Kanälen ist $n = 5$ bis 6 vorgeschrieben. Beim Nord-Ostsee-Kanal ist $n \geqq 6$.

Bezeichnet W den Widerstand des Schiffes im offenen Wasser, so ist nach einer älteren Formel der Widerstand im Kanal

$$W_1 = \left(\frac{8{,}46}{2 + \frac{F}{f}} \right) W.$$

Demnach wäre erst für $F \geqq 6{,}46\, f$ der Widerstand im Kanal gleich jenem im offenen Wasser.

Es können aber bei einem Kanal stellenweise Abweichungen von der angenommenen normalen Profilbreite erforderlich sein, und zwar Verbreiterungen in scharfen Kurven, zur Erleichterung des Durchganges längerer Schiffe *) und bei

*) Nach den Beschlüssen des internat. Binnenschiffahrts-Kongresses in Wien 1886 soll die Verbreiterung in Kurven gleich sein der zweifachen Höhe des Bogens, dessen Sehne die grösste Schiffslänge bildet. In Kurven von mehr als 600 m Radius tritt keine Verbreiterung ein.

Beim Rhein-Marne-Kanal, wo der kleinste Radius 100 m ist, beträgt die Verbreiterung bei Radien von 100 bis 120 m .. 1,1 m, bei 120 bis 260 m .. 0,8 m, und bei 260 bis 700 m .. 0,5 m.

Beim Nord-Ostsee-Kanal beträgt bei Radien die kleiner sind als 2 500 m die Verbreiterung $\left(26 - \frac{R}{100}\right)$ Meter. Beim kleinsten Radius von 1 000 m beträgt somit hier die Verbreiterung 16 m.

kurzen Scheitelhaltungen, zur Vermeidung von zu grossen Senkungen des Wasserspiegels durch den Wasserverbrauch beim Durchschleusen der Schiffe. Auch ist vor den Schleusen eine grössere Breite erforderlich, da hier bei der Lage der Schleuse in der Achse des Kanals ein von derselben austretendes Schiff an einem anderen dort wartenden nicht wie an anderen Stellen seitwärts vorbeifahren kann. Eine Einschränkung der Breite dagegen kann hauptsächlich in Frage kommen bei tiefen Einschnitten, hohen Dämmen, Kanalbrücken und Kanaltunneln, behufs Einschränkung der Anlagekosten und bei kostbarem Grund, zur Minderung der Grundeinlösungskosten. Ausnahmsweise werden Kanäle auch einschiffig mit Ausweichstellen angelegt.

So wurde der Suez-Kanal ursprünglich mit nur 22 m Sohlenbreite ausgeführt, so dass zwei grössere Schiffe an einander nicht vorbeifahren konnten, und wurden für dieselben in Abständen von 10 km breitere Ausweichstellen angelegt. Später wurde das normale Querprofil so erweitert, dass die Ausweichstellen überflüssig wurden. Dies wird künftig auch beim Nord-Ostsee-Kanal der Fall sein, der gegenwärtig noch für Kriegsschiffe auf je 12 km mit Ausweichstellen versehen ist.

Die Wassertiefe beträgt bei den Binnenkanälen etwa 1,5 bis 4,0 m und bei den Seekanälen 8 bis 9 m. Zuweilen erhalten einzelne Strecken eine grössere Tiefe als die normale, und zwar Scheitelstrecken, welche als Speisebecken dienen, sowie Strecken in Aufträgen, behufs Minderung der erforderlichen Erdmassen und als Ersatz für die grösseren Wasserverluste durch Versickerung, als dies bei Einschnitten der Fall ist.

Beim Dortmund-Ems-Kanal ist beispielsweise die grösste und kleinste Wassertiefe in Einschnitten bzw. 3,0 und 2,5 m und bei Aufträgen bzw. 4,0 und 3,5 m.

Nach den Beschlüssen des Binnenschiffahrts-Kongresses in Wien 1886 wurde für Binnenkanäle in freier Strecke eine Normaltiefe von 2,0 m angenommen. Ausgehend von dieser Tiefe werden die Binnenkanäle in 3 Klassen eingeteilt, und zwar I. Kl. bei grösseren Tiefen als 2,0 m, II. Kl. bei 2,0 m Tiefe, und III. Kl. bei kleineren Tiefen als 2,0 m.

Die seitliche Begrenzung der Schiffahrtskanäle besteht meistens in Erdböschungen mit einem Böschungsverhältnis (Böschungsanlage, Verhältnis der vertikalen zur horizontalen Projektion der Böschung) welches gewöhnlich bei Abträgen (Einschnitten) zwischen etwa 1 : 1 und 1 : 2 1/2 (1 bis 2 1/2 füssig), und bei Aufträgen (Dämmen) zwischen etwa 1 : 2 und 1 : 3, (2 bis 5 füssig) ist. Bei Felseinschnitten erhalten die Seitenwände je nach der Beschaffenheit des Gebirges eine Anlage von etwa 1 : 1/6 bis 1 : 0 (lotrecht). — Zuweilen werden behufs Einschränkung der Kanalbreite (namentlich bei tieferen Einschnitten) auch bei lockerem Erdboden für den unter Wasser befindlichen Teil lotrechte Seitenbegrenzungen, bestehend aus Pfahlwänden oder Mauern, angewendet.

Da die Böschungen den Angriffen des Wellenschlages ausgesetzt sind (namentlich beim Dampfschiffverkehr), so erhalten dieselben gewöhnlich, in der Höhe der Wasserfläche oder meistens etwa 0,3 bis 1,0 m, bei Seekanälen bis zu 2,5 m tief und mehr unter derselben, wagrechte Absätze (Bermen) von etwa 0,5 bis 2,5 m Breite, als Stütze für den oberhalb befindlichen, der Unterwaschung ausgesetzten Teil der Böschung. Je stärker der Wellenschlag, desto tiefer müssen die Bermen liegen. Dieselben werden auch mit Schilf oder Weiden bepflanzt, zum Auffangen und Brechen der Wellen, bevor sie die Böschung erreichen.

Der über der Berme befindliche Teil der Böschnng wird im Bereich des Wellenschlages gewöhnlich befestigt (mit Steinpflaster uzw.), während der unter der Berme befindliche Teil gewöhnlich unbefestigt verbleibt. Nur ausnahmsweise (bei Kanälen mit Strömung, besonders steilen Böschungen usw.) erhält auch der unter Wasser liegende Teil der Böschung (evtl. unter Fortlassung der Berme) eine Befestigung.

Für die Treidelschiffahrt wird in einer Höhe von 0,5 bis 2 m über der Wasserfläche ein Ziehweg (Leinpfad, Treidelweg, Treppelweg) angelegt, welcher je nach dem erforderlichen Platz für 1 oder 2 Pferde eine Breite von 2 bis 4 1/2 m erhält. Bei Einschnitten erhält derselbe ein bergseitiges Quergefälle, zur Vermeidung eines Niederspülens der Böschungserde in den Kanal.*) Der Ziehweg wird meistens nur einseitig angelegt, und befindet sich auf der anderen Seite dann oft nur ein Gehweg (Fusspfad).

Bei seitlicher Begrenzung durch Erddämme sollen diese eine Kronenbreite von wenigstens 2 m erhalten und nach den bei den Staudämmen angegebenen Regeln in gestampften Schichten ausgeführt werden. Zum Auffangen des durchsickernden Wassers werden am Fusse dieser Dämme sog. Schweissgräben angelegt.

Die über Schiffahrtskanäle führenden Brücken sind entweder beweglich oder fest und soll unter denselben bei Binnenkanälen eine lichte Höhe von wenigstens 3,7 bis 4,5 m vorhanden sein (letzteres Mass nach den Beschlüssen des Binnenschiffahrts-Kongresses in Wien 1886).

Bei den festen Brücken über den Nord-Ostsee-Kanal besteht eine lichte Höhe von 42 m.

---

*) Beim Rhein-Marne-Kanal besteht auf einer Seite ein Ziehweg von 4,0 m Breite, wovon 2 m mit Steinschlag und auf der anderen Seite ein Fusspfad von 3,0 m Breite, als Minimaldimensionen. Beim Dortmund-Ems-Kanal bestehen beiderseitige Wege von 3,5 m Breite, während sie beim Oder-Spree-Kanal nur 2,0 m breit sind.

a. Beispiele von Binnenkanälen.

Taf. 21, Fig. 12—12_b. Querprofile des Saima-Kanals in Finnland bzw. im Auf- und Abtrag, in der ursprünglichen und der später erweiterten Form (erstere punktiert). Erstere wurde nach den Abmessungen der grössten am Saima-See verkehrenden Prahme von 7,14 m Breite und 2,53 m Tauchungstiefe angenommen. Dem entsprechend erhielt das Querprofil bei Erdboden eine normale Sohlenbreite von 11,88 m, Böschungsanlagen von 1 : 2 bis 1 : 1 $^1/_2$ und eine Wassertiefe von 2,57 m. Die Bermen erhielten eine Breite von 1,48 und ursprünglich eine Tiefe von 0,59 m bis 1,2 m unter dem Wasserspiegel, und wurden die Böschungen über den Bermen mit Steinpflasterung befestigt. Die erstere Tiefenlage der Bermen erwies sich aber für den Dampfschiffverkehr als ungenügend, indem die Böschungen dabei ungewöhnlich stark angegriffen wurden, während dies bei der tieferen Lage in geringerem Grade der Fall war. Die Hauptursache der starken Zerstörung der Böschungen lag aber in der zu kleinen Querschnittsfläche des Kanalprofils gegenüber jener des eingetauchten Schiffsprofils, weshalb ersteres in den Jahren 1897—1903 bei der oberen halben Länge des Kanals gemäss diesen Figuren erweitert wurde. Dabei erhielt der Kanal eine Tiefe von 3,0 m, und gebrochene Böschungen ohne Berme mit einer Anlage von 1 : 3 in der unteren und 1 : 1,5 in der oberen Hälfte der Höhe. Der letztere Teil der Böschung ist gepflastert, wobei sich das Pflaster gegen eine vorholmte Pfahlreihe (Pfähle in Abständen ven 1 m) stützt, Durch diese Erweiterung wurde das Verhältnis n von Wasser- und Schiffsquerschnitt von 3,98 auf 4,35 vergrössert. Dampfschiffe die in ruhigem Zustand 1,9, 2,2 oder 2,4 m tief liegen dürfen den Kanal mit einer grössten Geschwindigkeit von bzw. 7,5, 6,5 und 5,5 km in der Stunde passieren.

Ausser diesem Querprofil kam bei tieferen Erdeinschnitten von grösserer Länge, zur Ersparung an Erdarbeiten, auch noch ein einschiffiges Profil mit seitlicher Begrenzung der Wasserrinne durch Stützmauern und oberhalb mit Böschungen von 1 : 2 zur Anwendung. Desgleichen erhielten die Felseinschnitte gemäss Fig. 12_b ein einschiffiges Querprofil (AB. 1889—TFF. 1897, 1908).

Taf. 21, Fig. 13. Querprofil des Rhein-Marne-Kanals (AB. 1891, Bl. 15—HZ. 1886, Bl. 23—ÖZ. 1897).

„ „ Fig. 14—15. Querprofile des Oder-Spree-Kanals, ersteres bei gegrabenen Strecken, letzteres bei den Spreedurchstichen (CBl. 1888, S. 6–7—ZfB. 1890, S. 372).

„ „ Fig. 16—17_a. Querprofile des Dortmund-Ems-Kanals. Fig. 16-16_a zeigt den Ab- und Auftrag im Erdboden. Hier hat, unter Fortlassung der Berme, die Böschung über Wasser eine Anlage von 1 : 1,5 und unter Wasser in der oberen Hälfte 1 : 3 und in der unteren 1 : 2, bei einer kleinsten Wassertiefe von 2,5 m.

Für die Bestimmung der Abmessungen des Querprofils wurden Lastprahme von 62 m Länge, 8,2 m Breite und 1,75 m Tauchungstiefe, bei 600 t Tragfähigkeit, zugrunde gelegt. Hierbei beträgt das Verhältnis der Wasser- und Fahrzeugquerschnittsfläche $n = 4$. Dort wo gutes Füllmaterial vorhanden war und grössere Wasserverluste bei grösserer Tiefe nicht zu erwarten waren, wurde bei allen Aufträgen zur Minderung der Schüttungsmassen die Wassertiefe auf 3,5 m erhöht. Ferner wurden zur Minderung der Erdarbeiten die Ziehwege in den Einschnitten 2 m höher angelegt als bei Dämmen. — Fig. 17—17_a zeigen die Anordnung der Felseinschnitte bei Riesenbeck.

Die grösste zulässige Geschwindigkeit beträgt 5 km in der Stunde; es haben aber Versuche ergeben, dass keine grössere Mittelgeschwindigkeit als 3,5 km zu erwarten ist.

Dieser in neuerer Zeit ausgeführte Kanal verbindet Dortmund mit der Ems bei Emden und hat eine Länge von 270 km (CBl. 1885, S. 181; 1886, S. 121; 1890, S. 535; 1893, S. 389—ZfB. 1900; 1901—AdP. 1901, Pl. 13).

Taf. 22, Fig. 1. Querprofil des Elbe-Trave-Kanals. Dieser Kanal hat von Lübeck bis Lauenburg eine Gesamtlänge von 67,1 km. Bei dessen Entwurf wurden Prahme von 74 m Länge, 10,6 m Breite und 1,5 m Tauchungstiefe, und ein kleinster zulässiger Halbmesser von 600 m zugrunde gelegt. Die Erweiterungen wurden in der Art bestimmt, dass die Fahrzeuge an einem an der konkaven Seite verankerten Fahrzeug mit 0,5 m Spielraum vorbeipassieren können. Bei Kurven von 600 m Halbmesser wurde auf diese Weise eine Erweiterung von 2 m erhalten. Das Verhältnis der Wasserquerschnittsfläche (52 qm) zu jener der grössten Lastprahme ist nur ungef. $n = 3{,}3$ (CBl. 1894, S. 500—DB. 1894—ZdI. 1900, I., S. 756—ÖZ. 1900, S. 609).

b. Beispiele von Seekanälen.

„ „ Fig. 2. Querprofil des Nord-Ostsee-Kanals (Kaiser Wilhelm-Kanals). Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Seekanal verbindet Kiel mit Brunsbüttel an der Elbemündung, hat eine Länge von 98 km, eine Mindestwassertiefe von 8,5 m, eine Tiefe von 9 m bei mittlerem Wasserstand, eine Sohlenbreite von 22 m, eine Breite der Wasserfläche bei Mittelwasser von 67 m und eine Querschnittsfläche von im Mittel 412 qm, was mehr als der 6 fachen eingetauchten Querschnittsfläche der dort verkehrenden grössten Handelsschiffe (60 bis 62 qm) entspricht. Es können hier 6,5 m tief gehende Schiffe von 12 m Breite überall bequem an einander vorbeifahren. Für Kriegsschiffe war eine Tiefe von wenigstens 8,5 m und eine Breite der Wasserfläche von wenigstens 58 m erforderlich und sind für dieselben auf je 12 km Ausweichstellen von 450 m Länge und 60 m Sohlenbreite angeordnet worden. Die Bermen liegen wenigstens 2 m tief unter der Wasserfläche und haben eine kleinste Breite von 2,5 m. Ausser dem hier dargestellten normalen Querprofil mit Berme, gepflasterter Böschung über und gebrochener Erdböschung unter derselben, (obere Hälfte 1 : 2 und die untere 1 : 3) sind stellenweise noch andere Seitenbegrenzungen des Querprofils ausgeführt worden. Der kleinste Halbmesser der Krümmungen beträgt 1000 m.

Der Kanal erhielt trotz erheblicher Geländeschwierigkeiten eine einzige Haltung, musste aber mit Rücksicht auf den erheblichen Flutwechsel der Elbe und die durch die Winde erzeugten beträchlichen Schwankungen des Meeresspiegels in der Ostsee, an den Mündungen mit Schleusen versehen werden.

Da es sich in den letzten Jahren gezeigt hat, dass der Kanal mit diesen Abmessungen den neueren Anforderungen nicht entspricht, so wird derselbe in der nächsten Zukunft gemäss dem mit punktierten Linien angedeuteten neuen Profil zu 44 m Sohlenbreite, 101,55 m breiter Wasserfläche und 11,0 m Tiefe bei Mittelwasser erweitert (CBl. 1886; 1887; 1889; 1891; 1905; S. 601; 1907, S. 461—DB. 1890, S. 472—ZdI. 1907, 27 Juli—ÖW. 1907, S. 651—TFF. 1895).

„ „ Fig. 3. Der Suez-Kanal in der ursprünglichen und später erweiterten Profilform mit bzw. 22 und 34,8 m Sohlenbreite, 8,0 und 8,5 Mindestwassertiefe. Dieser das Mittelländische Meer (bei Port Said) mit dem Roten Meere (bei Suez) auf eine Länge von 160 km verbindende Kanal wurde in den Jahren 1859—69 mit einem Kostenaufwande von rund 500 Millionen Mark erbaut. Die Erweiterung geschah unter Auflassung der früheren Ausweichstellen Ende der achziger Jahre. Da dieser Kanal keine Schleusen hat, so entstehen

in demselben infolge der durch Winde und Flutwechsel bedingten verschiedenen Wasserstände in den beiden Meeren Strömungen, die zwischen Port Said und dem Timsah-See eine Geschwindigkeit bis zu 0,6 m und zwischen Suez und den Bitterseen eine solche bis zu 1,27 m. i. d. Sekunde erreichen (NA. 1883, S. 31 – CBl. 1886, S. 213; 1886, S. 330—DB. 1883, S. 471).

Taf. 22, Fig. 4. Der Kanal von Korinth, welcher gleichfalls als offener Seekanal auf eine Länge von etwa 6,3 km die Landenge gleichen Namens zwischen dem Busen von Korinth und jenem von Ägina durchschneidet, wodurch namentlich für die vom Adriatischen Meer kommenden Schiffe der Weg nach Athen wesentlich verkürzt wird. Dessen Bau geschah in den Jahren 1881—93.

Der Boden besteht ausser an den Mündungen aus wenig hartem, zum grössten Teil schon verwittertem Fels, weshalb der Einschnitt steile Böschungen mit einer Anlage von 2,79 : 1 erhalten konnte. Die grösste Höhe des Einschnitts beträgt 79,16 m über der Wasserfläche. Da man ein Loswaschen dieser steilen Böschungen durch die vom Wind erzeugten Strömungen und den durch den Schiffsverkehr verursachten Wellenschlag befürchtete, wurden dieselben nachträglich mit bis 1,5 m über den Kanalspiegel reichenden Verkleidungsmauern versehen. Der kleinste Halbmesser der Krümmungen beträgt 2 000 m (CBl. 1891, S. 367—Engg. 1895, II., S. 593).

„ „ Fig. 5. Querprofile des Manchester-Seekanals bei Erdeinschnitten (*AC*) und bei Felseinschnitten (*AB*). Dieser in den Jahren 1887—93 ausgeführte Kanal verbindet Manchester mit der Mersey-Bucht auf eine Länge von 57 km und hat eine Wassertiefe von 8 m und eine Querschnittsfläche von 300 bis 384 qm. Die Sohlenbreite beträgt auf 3,9 km Länge von Manchester 51,8 m und sonst 36,6 m (Engg. 1887, S. 377—TFF. 1891, Bl. 3—NA. 1892).

„ „ Fig. 6. Querprofil des Seekanals von St. Petersburg nach Kronstadt. Dieser Kanal bildet eine ausgebaggerte Vertiefung des natürlichen Fahrwassers am Meere zwischen diesen zwei Städten. Derselbe hat eine Länge von 30 km und ist teilweise (von St. Petersburg aus) gegen Wellenschlag und Versandung gemäss dieser Figur von beiderseitigen Molen begrenzt, welche von Steinkisten eingefasst sind. Die rechte Seite gibt ein Bild des Zustandes während des Baues, während die linke Seite den fertigen Damm darstellt. Zunächst wurden die Steinkisten versenkt und vollständig mit Schüttsteinen gefüllt. Hierauf liess man die Baggerprahme zwischen den Kisten einfahren und schüttete diesen Raum allmählich mit Baggerboden an. Sobald dann die Tiefe für die Prahme nicht mehr genügte, wurde das Baggermaterial unmittelbar vom Bagger mittels Schlammpumpen und Rohrleitungen längs der Wasserfläche über die Steinkisten in den Füllraum befördert. Zur Erreichung der nötigen Füllhöhe erhielten dabei die Steinkisten (als eine Art von Fangdamm), eine Reihe von provisorischen kleineren Kisten *c* aufgesetzt, deren innere Seite mit Tonschlag und Dünger gedichtet wurde. Nachdem der ganze Zwischenraum bis zur Oberkante dieser Kisten zugeschüttet war und die Schüttung sich gesetzt hatte, wurden die mit *a* bezeichneten Erdprismen nach der Mitte *b* gekarrt. Endlich wurden die oberen Steinkisten *c* fortgenommen und die in denselben enthaltenen Schüttungssteine zur Befestigung der Böschungen benutzt, wobei als Unterlage ein Schotterbett diente, welches auf der Seeseite 0,5 m und auf der Kanalseite 0,2 m stark ist.

Die Steinkisten erhielten je nach der Wassertiefe eine Breite von 3,2 bis 6,4 m und eine Länge von 70 m, und wurden im Winter vom Eise aus versenkt. Die Baggerung des Kanals geschah für ungef. 6,73 m Wassertiefe (CBl. 1884, Nr. 7—Mm. 1883, I., S. 312).

3. Uferbefestigungen.

Die Böschungen der Schiffahrtskanäle sind verschiedenen Angriffen ausgesetzt, denen sie entweder in ihrem natürlichen Zustand oder nur bei künstlicher Befestigung widerstehen können. Dieselben unterliegen über Wasser teils den unmittelbaren Angriffen der Niederschläge und der Luft, teils den zu Erdrutschungen Anlass gebenden Einwirkungen des Grundwassers, wie selbe früher besprochen worden sind, während sich unter Wasser nebst den letztgenannten Einwirkungen auch ein Fortspülen der Böschungen durch Strömung und Wellenschlag geltend machen kann.

Bei festerem Erdboden (z. B. steinigem Tonboden usw.) ist bei Kanälen ohne Strömung für Böschungen mit genügend flacher Neigung gewöhnlich weder über noch unter Wasser eine besondere Befestigung erforderlich, während bei weniger festem Boden über Wasser je nach Umständen irgend eine der gebräuchlichen Befestigungen: Bildung einer Grasnarbe durch Besamung, Belegung mit Rasen, Pflasterung, Beton, Eisenton usw. zur Anwendung kommen kann, und unter Wasser meistens nur im Bereich des durch den Schiffsverkehr (namentlich durch Dampfschiffe) verursachten Wellenschlages eine besondere Befestigung erforderlich ist. Das gewöhnliche Mittel gegen den Wellenschlag besteht in der Anordnung eines wagrechten oder wenig geneigten Absatzes, der sog. Berme in entsprechender Tiefe unter der Wasserfläche, und deren evtl. Bepflanzung mit Schilf oder Weiden, wodurch die Wellen mehr oder weniger abgeschwächt werden. Ausserdem wird die Böschung oberhalb der Berme bis über den Bereich der Wellen durch Pflasterung (mit Sand, Kies Ziegelbrocken usw., Klai oder Rasen als Unterlage) o. dgl. befestigt.

Bei Kanälen mit Strömung werden die Böschungen unter Wasser durch Steinbewurf, Pflasterung oder Betonierung befestigt, evtl. der Kanal durch Spund- oder Pfahlwände, oder durch Futtermauern eingefasst (s. Taf. 22, Fig. 4).

Nach den in neuester Zeit beim Lateralkanal Wraňan-Hořin der Moldaukanalisierung unterhalb Prag gemachten Erfahrungen dürfte sich eine Befestigung der Böschungen mittels Beton am meisten empfehlen, denn dort ergab sich die Betonierung der Böschungen in einer 20 cm starken Schicht und in einer Zusammensetzung des Betons aus 1 Teil Portlandzement und 10 Teilen des beim Aushube gewonnenen Schotters und Sandes um 17 % billiger als die Sicherung mittels gewöhnlichen, verhältnismässig leicht erhältlichen Pflasters in Rasen. Der Beton wurde auf die 1 : 2 geneigten Böschungen ursprünglich in quadratischen Platten von 3 m Seitenlänge, später aber, um bei Setzungen Brüche zu vermeiden in einmetrigen Platten mit in den Fugen eingelegten Streifen von Dachpappe (für die Dilatation) aufgetragen. *)

---

*) Siebenter u. achter Jahresbericht der Kommission f. d. Kanalisierung des Moldau- und Elbe-Flusses in Böhmen, Prag 1904 & 1905.

Taf. 22, Fig. 7—11. Uferbefestigungen bei niederländischen Kanälen. Die Anordnungen Fig. 7 bis 9 kommen beim Kanal von Terneuzen vor, welcher von Dampfschiffen bis zu 5,85 m Tiefgang befahren wird. Hier waren anfänglich die mit 2 und 2 1/2 facher Anlage geböschten Ufer mit Rasen bedeckt und die 1 m breiten Bermen gemäss Fig. 7 mit Schilfrohr bepflanzt. Wo der Boden fett und klaihaltig ist, wächst der Schilf gut und gewährt einen genügenden Schutz gegen die Unterwaschung der Ufer. Auf Strecken mit sandartigem Boden erwies sich aber dies nicht als genügend und hat sich hier eine Abpflasterung am besten bewährt. Hierbei wurde nach Fig. 8 zuerst eine Klaischicht von 15 cm aufgebracht, darauf eine 2 cm dicke Schilfrohrlage, sodann zwei flache Lagen Ziegelsteine und darauf eine 2 cm dicke Ausfüllung aus Ziegelsteinbrocken, zwischen Pfahlreihen von 0,5 m gegenseitigen Abstand. Bei Fig. 9 ist bei sonst gleicher Anordnung wie im vorigen Falle, unter Fortlassung der Berme die Böschung über dem Wasserspiegel noch teilweise mit natürlichen Steinen abgepflastert. — Fig. 10 zeigt eine Anordnung beim Kanal von Maastricht nach Lüttich, auf dem Schiffe bis zu 1,9 m Tiefgang verkehren. Der Fuss der aus bearbeiteten Steinen bestehenden Pflasterung stützt sich gegen eine Pfahlreihe mit aufgelegtem Holm und hintergrammter Bohlenwand, oder (bei hartem Grund) mit wagrechter Beplankung. Die Pfähle stehen in gegenseitigen Abständen von 1,5 m. — Fig. 11 zeigt eine Uferbefestigung mittels Bohlwerk am Willemsvaart, wo Schiffe mit 3,0 m Tiefgang verkehren. Hierbei kamen anfänglich ungespundete Bohlen zur Anwendung, welche stumpf gegen einander eingerammt wurden, was aber zur Folge hatte, das der aus Sand bestehende Boden durch die Fugen vielfach ausgespült wurde und die Böschungen einsanken. Man war daher später genötigt die Fugen durch dahinter angebrachte Leisten zu dichten (HZ. 1888, Bl. 37—38).

„ „ Fig. 12. Neue Uferbefestigung beim Saima-Kanal in Finnland. Gelegentlich der früher besprochenen, in den Jahren 1897—1903 vorgenommenen Erweiteruug dieses Kanals (s. Taf. 21, Fig. 12—12_a), wurde unter Fortlassung der früheren, 0,59 bis 1,2 m Tiefe befindlich gewesenen Berme der obere 1 : 1,5 geneigte, bis zu 1,5 m Tiefe reichende Teil der Böschung mit Steinen von 0,5 bis 0,6 m Breite und Länge und 0,3 bis 0,4 m Dicke abgepflastert. Als Bettung dient im unteren Teil eine Kiesschicht *K*, während im oberen Teil zur Erhöhung des Widerstandes gegen Unterwaschung durch die Wellen unter der Wasserfläche eine Schlägelschotterschicht von 1 m Breite zur Anwendung kam. Am Fusse stützt sich das Pflaster gegen eine verholmte Pfahlreihe mit Pfählen in Abständen von 1 m (TFF. 1908).

„ „ Fig. 13—15. Uferbefestigungen beim Nord-Ostsee-Kanal, welche je nach der Beschaffenheit des Bodens und den verfügbaren Materialien zur Anwendung kamen. Fig. 13 zeigt die nachträgliche Befestigung durch Steinbewurf auf Rasendecke und Bepflanzung, an Stellen wo sich die Berme abbrüchig zeigte. — Fig. 14 ist die normale Befestigung mittels Trockenpflaster. — Bei Fig. 14_a besteht die Decke über der Berme nur aus einer 30 cm starken, lose aufgeworfenen Schicht aus Ziegelbrocken, gespaltenen Findlingen oder Bruchsteinen, wobei als Untermaterial das feinere und als Deckmaterial das gröbere Verwendung fand. — Die Anordnung Fig. 14_b. besteht aus Bruchstein- oder Findlingpflaster von 30 cm Stärke auf einer 20 cm starken Schicht von Ziegelbrocken. — Wo das Ufermarerial aus feinerem Sand besteht wurde dieser nach Fig. 14_c mit einer 20 cm starken Klaischicht abgedeckt und darauf ein hochkantiges Ziegelpflaster von 25 cm Stärke aufgelegt. — Dort wo sowohl Bruchsteine als auch Ziegel kostspielig, dagegen Sand und Zement zu billigen Preisen erhältlich waren, wurde über der Berme gemäss Fig. 14_d der unter Niedrigwasser liegende Böschungsteil aus einer 20 cm starken Sandbeton-Schicht

Mischung 1 : 6) auf einer 5 cm starken Sandbettung und über Niedrigwasser ein Klinkerpflaster auf Sand und Kies hergestellt. — Bei senkeligem oder triebsandartigem Boden ist der Fuss nach Figr 14_e durch eine mit Pfählen befestigte Faschinenwurst gestützt. Bei aufgeschüttetem Sandboden kam statt dessen gemäss Fig. 14_f eine Pfahlwand mit aufgenageltem Brett zur Anwendung. — Fig. 14_g zeigt eine Befestigung mit Buschmatrazen, wie sie in den Emsdurchstichen im Flutgebiet zur Anwendung kam. — Fig. 15 ist eine stellenweise angewendete Befestigung mittels Eisenbetonplatten von 1,8 × 0,6 m Grundfläche, 8 cm stark (CBl. 1891, S. 203—ZfB. 1901).

Taf. 22, Fig. 16. Uferbefestigung von einfüssigen Böschungen mit hochkantigem Ziegelpflaster in Zementmörtel beim Charlottenburger Schleusenkanal (ZfB. 1886, S. 209).

„ „ Fig. 17—17_a. Uferbefestigung aus verankertem Eisenbeton (Syst. C. Rabitz, Berlin), angewendet beim Wentow-Kanal. Es ist dies eine Monier'sche Eisenbeton-Konstruktion, wobei ausser dem bei diesem System angewendeten engmaschigen Rundeisengerippe von 6 mm Stärke unter demselben in der 0,2 m dicken Eisenbetondecke noch ein weitmaschiges hochkantig gestelltes Flacheisengerippe von 60 × 5 mm Stärke eingebettet ist, welches behufs Befestigung der Decke an der Böschung mit eingeschraubten Eisenankern von ungef. 1 m Länge in Verbindung steht (CBl. 1898, S. 294—Engg. Nws. 1899, Nov. 23).

Anstatt solcher Schraubenanker werden auch Erdanker in Form von eingerammten Pfählen aus Eisenbeton angewendet (Bauweise Möller). Diese erhielten z. B. beim Dortmund-Ems-Kanal eine Länge von 55 cm, ein Rundeisen in der Achse als Armierung und einen gegenseitigen Abstand von 50 cm. Die Eisenbetondecke erhielt hier nur eine Stärke von 5 cm (CBl. 1895, 1898, 1899, 1901, 1904).

4. Dichtung der Kanäle.

Nachdem bei den Schiffahrtskanälen das Wasser im allgemeinen nur von Erdreich eingeschlossen ist, so kommen hier immer mehr oder weniger grosse Wasserverluste durch Versickerung vor, die aber oft durch eine zweckmässige Ausführung und durch besondere Anordnungen wesentlich eingeschränkt werden können. Bei der Ausführung ist zunächst darauf zu achten, dass zu allen mit dem Wasser in Berührung kommenden Aufträgen möglichst wasserdichtes (tonhaltiges) Material angewendet wird und dass diese Aufträge nach den früher bei den Stauweihern angegebenen Regeln in gestampften oder gewalzten Schichten von 10 bis 25 cm Stärke ausgeführt werden. Wenn zu seitlichen Aufträgen derartiges dichtes Material nicht erhältlich und darunter der natürliche Boden genügend dicht ist, so können solche Aufträge mittels eines eingestampften Lehmkernes abgedichtet werden. Befindet sich aber der Kanal gänzlich im Auftrag oder in einem Einschnitt mit durchlässigem Material, so kann derselbe durch eine vollständige Bekleidung von Seitenwänden und Sohle mit einer Lehmschicht von 0,3 bis 0,5 m Dicke oder einer Betonschicht von 0,2 bis 0,3 m Dicke abgedichtet werden. Diese Bekleidungen werden zum Schutz gegen Beschädigungen durch anstossende Schiffe, und der Lehmschlag auch zum Schutz

gegen die Bildung von Rissen und Undichtigeiten durch die Wirkung der Sonne beim Trockenlegen des Kanals, sowie gegen Zerstörung durch den Frost nahe an der Wasserfläche, mit einer Erdschicht von 0,2 bis 0,3 m Dicke überdeckt. In Aufträgen sollen solche Bekleidungen (namentlich jene aus Beton) erst nach genügender Setzung aufgebracht werden.

Oft ist ein zu durchlässiger Boden nicht in vorhinein zu erkennen, um schon bei der Ausführung in oben angedeuteter Weise abgedichtet zu werden, sondern ergibt sich die Notwendigkeit des Abdichtens oft erst nach Füllung des Kanals, infolge einer zu starken Senkung des Wasserspiegels. Da unter gewöhnlichen Verhältnissen nach genügender Sättigung des Bodens die durch die Filtration bedingte Senkung bis zu etwa 5 cm pro Tag zu betragen pflegt, so pflegen erst bei Überschreitung dieses Masses besondere Dichtungsmassnahmen getroffen zu werden. Es können dann die Verluste entweder von einzelnen undichten Stellen oder von einer allgemeinen, zu grossen Durchlässigkeit des Bodens herrühren. Ersteres läst sich zuweilen daran erkennen, dass sich über den bezüglichen Stellen an der Wasserfläche trichterförmige Vertiefungen bilden. Widrigenfalls können einzelne undichte Stellen durch Abscheidung der bezüglichen Haltung durch Querdämme in mehrere Teile und Beobachtung des Wasserstandes in denselben ausfindig gemacht werden.

Bei allgemeiner Durchlässigkeit des Bodens kann derselbe zuweilen schon durch schlammhaltiges Wasser bis zu einem gewissen Grad abgedichtet werden, indem der Schlamm hierbei in die Poren eindringt und dieselben verstopft. Ein solches Einschlämmen kann mitunter schon durch Anwendung von trübem Speisewasser allmählich erreicht werden. Eine bessere und schnellere Wirkung wird aber erreicht, wenn man Ton (bei Sandboden) oder tonigen Sand (bei Kiesboden) im Wasser auflöst und dieselben sich ablagern lässt. Das Auflösen geschieht durch Aufrühren der Massen entweder von Hand mittels grosser Schlammkratzen, oder bei längeren Strecken mittels einer mit Zinken versehenen Egge, welche entsprechend belastet fortgezogen wird.

Von Interesse sind die bezüglichen Erfahrungen, welche beim Baue des vorgenannten Lateralkanals der Moldaukanalisierung gemacht wurden. Da der Boden in Böschungen und Sohle aus mit reinem Sand vermengtem Schotter bestand, wurde durch Versuche die Durchlässigkeit der bezüglichen Erdschichten und die zweckmässigste Art der Befestigung und Dichtung des Kanals in folgender Art ermittelt:

1. Eine 1,2 m tiefe Erdgrube mit Böschungen 1 : 2, welche zur Hälfte in eine vollkommen durchlässige Erdschicht eingeschnitten war, wurde mit Wasser aus einer Wasserleitung bis zum oberen Rande gefüllt. Die Versickerung betrug mehr als 40 cm in einer Stunde.

2. Bei derselben Grube wurde das mittels eines Pulsometers einströmende Wasser mit Lehm gemengt, sodass nach erfolgter Versickerung an Wänden

und Sohle eine schwache Schlammschichte bemerkbar war. Hierbei betrug die Versickerung 8 cm pro Stunde.

3. Eine 2,4 m tiefe Erdgrube mit der Basis von 1 qm und mit Böschungen 1 : 1, wurde mit einer 40 cm starken Schicht sorgfältig gestampften Lehms ausgelegt, und hierauf bis zum Rande mit Wasser gefüllt. Die durchschnittliche Versickerung betrug 10 cm in der Stunde. Nachträglich wurde ersichtlich, dass die Wände zu steil waren, infolgedessen die Lehmschicht durch Rutschung Risse erhalten hatte.

4. Eine 2,3 m tiefe Grube mit einer Basis von 4 qm und Böschungen 1 : 2 wurde mit einer 40 cm starken, sorgfältig gestampften Lehmschicht ausgelegt, welche zum Schutze mit einer 10 cm starken Schotterschichte gedeckt wurde. Die Anfüllung dieser Grube bis an den Rand wurde einigemal wiederholt, wobei jedesmal die Versickerung des Wassers durchschnittlich 5 mm pro Stunde betrug.

5. Die 1,2 m tiefe Grube, welche zu den Versuchen 1 und 2 benutzt worden war, wurde in der Sohle und an den Seitenwänden um 0,25 m vertieft und mit einer 25 cm starken Schicht Zementbeton versehen, welcher aus 1 Teil Portlandzement und 10 Teilen Schotter und Sand, wie dieselben beim Aushube vorgefunden wurden, gemischt wurde. Nach teilweiser Erhärtung des Betons wurde die Grube mit Wasser gefüllt. Im Anfange war eine geringe Versickerung bemerkbar, aber später (vom März bis Ende des Jahres) nahm das Wasser in der Grube nicht mehr ab indem das versickerte und verdunstete Wasser durch die atmosphärischen Niederschläge ersetzt wurden.

Ferner wurde zur Gewinnung weiterer Erfahrungen, namentlich in Bezug auf die Kosten, versuchsweise ein Teil der Böschungen des Lateralkanals mittels Lehm und Schotter, wie im Projekte vorgesehen, und ein Teil mittels Zementbeton der vorgenannten Art befestigt und gedichtet. Oberhalb des Sicherheitstor-Verschlusses bei Wraňan bis zum km 0,83 wurde der Kanal mit Rücksicht auf die Hochwässer und den Eisgang durch ein 32 cm starkes Pflaster, welches in der Lage über dem gestauten Wasser in Rasen und unter demselben bloss in Sand gelegt wurde, befestigt.

Auf Grund der hierbei gewonnenen Erfahrungen wurde beschlossen, zur Befestigung und Dichtung der Böschungen und der Sohle des Kanals Beton zu verwenden, und zwar in der vorgenannten Mischung 1 : 10, aufgetragen auf den 1 : 2 bis 1 : 3 geneigten Böschungen in einer Dicke von 20 bis 25 cm (letzteres nur an exponierten Stellen, Umschlagplätzen usw.) und an der Sohle in 15 bis 20 cm Dicke. Die Sohle wurde oberhalb der Schleusenanlage auf eine Länge von 350 m ausserdem mit einer 30 cm hohen Schotterschicht, zum Schutz gegen Beschädigungen durch die Schiffe, überdeckt. Zur Verhütung von Rissen infolge von Temperaturveränderungen wurde die Betondecke in quadratischen, durch Dachpappenstreifen von einander geschiedenen Platten ausgeführt, die, wie bereits angeführt ursprünglich 3 m, später aber zur Vermeidung von Brüchen bei Setzungen 1 m Seitenlänge erhielten. Die fertige Betonschicht wurde noch im frischen Zustande behufs Erzielung einer besseren Wasserundurchlässigkeit und Glattheit mit einem Anstrich von Portlandzement versehen. Zur Sicherheit für die Freihaltung der Fugen liess man die Pappenstreifen 3 cm über die Betonoberfläche vorstehen.

Durch die Benutzung des Betons zur Befestigung und Dichtung dieses Kanals wurden u. a. folgende Vorteile erzielt:

1. Von allen Befestigungsarten welche dabei in Erwägung gezogen wurden, erbot die Betonierung die grösste Sicherung gegen das Durchsickern des Wassers.

2. Das Betonieren der Kanalböschungen war um 17 % billiger als gewöhnliches Pflaster in Rasen, welches überdies nicht wasserdicht ist, und um

34 % billiger als die Dichtung mit Lehm, welcher sich am Platze vorfand, nebst Versicherung mittels Felsschotter mit Steinbewurf. Die Dichtung der Sohle mit Lehm und Sicherung mit gebaggertem Schotter wäre allerdings billiger geworden als die Betonierung, man glaubte aber bei dieser Art der Befestigung keine genügende Garantie gegen das Durchsickern des Wassers zu haben.

3. Die Betonierungsarbeiten, welche bloss von der Lieferung des Zementes abhängig waren, schritten sehr schnell vorwärts. Eine Arbeiterpartie von 9 Mann befestigte in einem Arbeitstage bei 20 cm Dicke 130 bis 150 qm Kanalböschungen.

4. Bei der Betonierung brauchte bloss 20 cm Erdreich unter dem reinen Profil ausgehoben zu werden, während die Dichtung und Sicherung durch Lehm und Stein den Aushub einer 80 bis 90 cm starken Erdschicht erfordert hätte.

Anstatt der früher gebräuchlichen durchgehenden Betonschichten sind zur Erhöhnng des Widerstandes gegen ein Durchbrechen bei Senkungen und zur gleichzeitigen Minderuug der Dicke der Schicht in neuerer Zeit auch Dichtungsschichten aus Eisenbeton, ohne oder mit Verstärkungsrippen (bzw. Syst. Monier und Hennebique), zur Anwendung gekommen.

Taf. 22, Fig. 18—20. Dichtungen am Saima-Kanal. Fig. 18 zeigt eine Stelle mit seitlichem Auftrag aus durchlässigem Material, wobei ein Lehmkern *K* von 1,8 m Kronenbreite und $^1/_{12}$ Anlage zur Anwendung gekommen ist. — Fig. 19 ist ein Anschnittsprofil an einem Felsabhang, wobei der Auftrag mittels eines Lehmkerns nebst einer bis an den Felsen reichenden Lehmschlag-Abdekkung der Sohle abgedichtet wurde, während bei Fig. 20 der ganze Kanaltrog unter Sohle und Böschungen eine solche Abdeckung erhielt (TFF. 1886).

„ „ Fig. 21—28. Dichtungsanlagen am Dortmund-Ems-Kanal, mit Anwendung von Lehmschlag. Fig. 21 zeigt einen Einschnitt (bei Greven) in feinem durchlässigem Sand, bei dem Böschungen und Sohle durch eine vollständige Auskofferung mittels einer Lehmschicht von 0,3 m Dicke abgedichtet sind. — Fig. 22 und 23 sind Stellen, die teils im Abtrag teils im Auftrag liegen (bzw. im Emscher Tal und bei Senden). Die rechte Seite von Fig. 23 ist das Querprofil unter einer Brücke. — Fig. 24 und 25 sind Profile mit undurchlässiger Sohle und seitlichen Aufträgen aus durchlässigem Sandboden. — Fig. 26, 27 und 28 sind Profile mit Dichtung durch vollständige Auskofferung, ersteres in einem Auftrage von feinem Sand und letztere zwei in Aufträgen (bzw. im Lippetal und im Stevertal) aus Mergel, welche auch an den Aussenböschungen gegen Erweichung durch Niederschlagswasser durch eine Lehmschicht geschützt sind (ZfB. 1901—AdP. 1901, Pl. 13).

„ „ Fig. 29. Dichtung mittels Stampfbeton am Canal St. Quintin. Die Betonschicht hat unter der Sohle eine Dicke von 0,3 m und unter den Böschungen eine Dicke von 0,3 m am Fusse und von 0,15 m am oberen Ende. Zur Verhinderung des Abrutschens der Böschungserde ist hier die Betonschicht am Fusse und in halber Höhe mit dreieckigen Vorsprüngen versehen.

„ „ Fig. 30. Dichtung mittels Lehmkern und Betonbekleidung beim Caledonischen Kanal in Schottland (AB. 1854, Bl. 666).

„ „ Fig. 31—31a. Neuerer französischer Kanal bei Epinal, mit Abdichtung mittels Eisenbeton (AdP. 1901, I., Pl. 6).

„ „ Fig. 32. Eiserner Stössel (Stampfe) zum Einstampfen von Aufträgen, Lehm- und Betondichtungen (CBl. 1884, S. 191).

„ „ Fig. 33—33a. Walze zum Einwalzen von Aufträgen, angewendet beim Rhein-Marne-Kanal (CBl. 1884, S. 191).

5. Wasserbedarf und Speisung der Kanäle.

Die zur Aufrechterhaltung der nötigen Tiefe erforderliche Versorgung der Kanalhaltungen mit Wasser (Speisung der Kanäle) geschieht durch dessen Entnahme aus Flüssen, Seen oder Stauweihern und Zuführung mittels besonderer Speisegräben (Zubringer), welche nach den früher bei den „Wasserleitungen" angegebenen Regeln ausgeführt werden. Solche Speisegräben sind jedoch entbehrlich, wenn der Kanal von Wasserrezipienten abfällt, von welchen den Haltungen das nötige Wasser durch Öffnen der Schleusen zugeführt werden kann. *)

Der Wasserbedarf einer Kanalhaltung ist abhängig von den Verlusten welche durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtigkeit an den Schleusentoren, sowie durch den Verbrauch für die Schleusungen (Durchgang der Schiffe durch die Schleusen) bedingt ist. Die Verdunstung hängt von der Jahreszeit, den klimatischen und sonstigen örtlichen Verhältnissen ab (vrgl. I. Tl. 2. Aufl., S. 15) und kann ungünstigsten Falles etwa gleich 200 mm im Monat, also 6 bis 7 mm pro Tag angenommen werden. **) Die Verluste durch Versickerung sind ausser von der Bodenbeschaffenheit auch von der Höhenlage der Wasserfläche des Kanals gegenüber dem Grundwasserstande abhängig, und zwar ist im allgemeinen die Versickerung umso grösser, je höher der erstere Wasserstand über dem letzteren ist. Tief eingeschnittene Kanäle können aber im Gegenteil von Quellen einen Zufluss erhalten. Es ist auch zu beachten dass die Sickerverluste in der ersten Zeit wesentlich grösser sind, als später nach völliger Sättigung des Bodens und der sonstigen mit dem Wasser in Berührung kommenden Teile (Mauerwerk, Holz usw., welche beträchtliche Mengen Wasser aufnehmen). Nach Minard kann unter gewöhnlichen Verhältnissen ein Versickerungsverlust von etwa 25 bis 40 mm pro Tag angenommen werden. Die Wasserverluste durch Undichtigkeiten an den Schleusentoren können bei gutem Zustand der letzteren nach Tolkmitt zu 5 l oder 0,005 cbm in der Sekunde für je 1 m Schleusengefälle geschätzt werden. Bei Scheitelstrecken kommt der Verlust zweimal vor.

Nach Beobachtungen von Hess können die Wasserverluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtigkeit der Schleusentore unter gewöhnlichen Verhältnissen bei Binnenkanälen etwa 0,4 bis 0,7 cbm pro lauf. Meter und

---

*) Dies ist z. B. der Fall beim Saima-Kanal in Finnland, welcher vom Saima-See aus und einigen anderen vom Kanal durchkreuzten Seen gespeist wird (s. Taf. 21, Fig. 11—11b).

**) In Holland pflegt man den Verdunstungsverlust der Kanäle in heissen Sommern auf ca. 900 mm Wasserhöhe für die Sommarmonate in Ansatz zu bringen.

Tag betragen, dieselben können aber auf gedichteten Strecken bis auf 0,2 cbm sinken, während sie andererseits an besonders ungünstigen Stellen bis auf 1,3 cbm pro l. m. steigen können (ZfB. 1867, S. 549). Beim Rhein-Marne-Kanal in den Vogesen wurden die Verluste durch Verdunstung, Versickerung und die Undichtheit der Schleusentore bei 10 m Sohlenbreite und 2 m Wassertiefe im Mittel gleich 0,5 cbm pro l. m. und Tag gefunden, während dieselben bei hoch gelegenen Haltungen im Schotter bis auf 1,25 cbm und mehr stiegen. In der Scheitelstrecke schwankten diese Verluste zwischen 0,124 und 0,633 cbm pro l. m. und Tag (ÖZ. 1897, S. 483).

Der Schleusungsverbrauch ist abhängig von der Anzahl Schiffe, welche täglich eine Schleuse passieren, dem Füllungsraum der Schleusenkammer und dem Rauminhalt der vom eingetauchten Teil des Schiffes verdrängten Wassers (Deplacement). Dieser Verlust trifft aber meistens nur die Scheitelhaltungen, indem bei gleicher Fallhöhe der Schleusen den übrigen Haltungen beim Durchgang eines Schiffes von der oberen Schleuse ebenso viel Wasser zugeführt wird, als durch die untere verloren geht. Bei der Berechnung dieses Verlustes ist ferner noch zu beachten, dass für je zwei einander bei einer Schleuse begegnende Schiffe nur eine Schleusenfüllung erforderlich ist, nämlich zuerst für das nach oben fahrende Schiff, worauf unter Benutzung derselben Füllung das nach unten fahrende durchgeschleust wird. Nimmt man somit an, dass von der gesamten Anzahl n der nach beiden Richtungen täglich verkehrenden Schiffe 20 bis 30 % einander bei den Schleusen begegnen, so sind hierfür nur bzw. $0{,}1\,n$ bis $0{,}15\,n$ und für die übrigen $0{,}8\,n$ bis $0{,}7\,n$, also insgesamt $0{,}9\,n$ bis $0{,}85\,n$ Schleusenfüllungen erforderlich. Überdies ist zu beachten, dass, wenn mit M der Rauminhalt der Schleusenfüllung und mit m das Deplacement des Schiffes bezeichnet wird, die verbrauchte Wassermenge für ein abwärts fahrendes Schiff $M - m$ und für ein aufwärts fahrendes $M + m$ beträgt. Hierbei kann auch noch der Unterschied zwischen dem Deplacement belasteter und unbelasteter Schiffe berücksichtigt werden. Wenn Schleusen mit Sparbecken zur Anwendung kommen, so wird durch die letzteren eine Ersparung der erforderlichen Wassermenge erreicht, wie sie im III. Teil dieses Werkes (S. 55—57) angegeben ist.

6. Kunstbauten.

Von den bei Schiffahrtskanälen vorkommenden Kunstbauten sollen hier nur die Entlastungsanlagen, Durchlässe, Düker, Kanalbrücken und Kanaltunnel besprochen werden, während die Schleusen, Schiffshebewerke usw. im III. Teil dieses Werkes besonders behandelt werden.

a. Entlastungsanlagen.

Da die Wasserzufuhr zu den Kanalhaltungen nicht immer genau entsprechend dem Bedarf geregelt werden kann, so werden zur Vermeidung von zu hohen Wasserständen Entlastungsanlagen in Form von Überfällen (Überläufen) und von Grundablässen angewendet, welch letztere auch eine vollständige Entleerung der Haltung ermöglichen, wie dies für Ausbesserungen erforderlich sein kann. Die Überfälle werden meistens als Überfallwehre und die Grundablässe als Schützen- oder Dammbalkenwehre oder als Ventilablässe ausgeführt.

Taf. 23, Fig. 1. Überfall am Saima-Kanal. Die Überführung des Ziehweges geschieht mittels einer hölzernen Balkenbrücke (AB. 1889).

" " Fig. 2—3. Gemauerte Überfälle in Wehrform und in Trichterform (Ch.—Hg.).

" " Fig. 4. Grundablass mit Schützenverschluss am Caledonischen Kanal, Schottland (Ab. 1854, Bl. 666).

" " Fig. 5. Grundablass mit Bodenventil. Statt eines derartigen Propfventils, wobei zum Öffnen die darüber liegende Wassersäule zu haben ist, eignet sich hierfür besser das neuere Zylinderventil (s. III. Teil, Schiffsschleusen) (Ch.—Bck.).

" " Fig. 6. Kombinierter Überfall (a) und Grundablass (b), letzterer mit Schütze geschlossen (Bh.).

b. Durchlässe.

Die Unterführung von kleineren Gewässern und von Wasserleitungs- und Bewässerungskanälen geschieht mittels Durchlässen, welche je nach der durchzuführenden Wassermenge und der disponiblen Höhe unter der Kanalsohle aus Ton- Zement- oder Eisenrohren oder aus gemauerten Kanälen bestehen. Oft werden die Überfälle und Grundablässe des Kanals über den Durchlässen angebracht.

Taf. 23, Fig. $7-7_a$. Gewöhnlicher gewölbter Durchlass.

" " Fig. $8-8_b$. Röhrendurchlass bei einem Seitenkanal der Mosel. Derselbe besteht aus einem gemauerten Ein- und Auslauf und einem aus Tonrohren zusammengesetzten, in Mauerwerk eingebetteten und auf Beton gegründeten Rohrstrang von 0,53 m Durchmesser. Da das Rohr gegenüber dem talseitigen Auslauf um die halbe Höhe versenkt ist, so kommt es bei grösserem Wasserzufluss als Düker zur Wirkung.

Der auf der Flussseite gelegene Damm ist zum Schutze des Kanals gegen das Hochwasser der Mosel höher als der andere (ZfB. 1874, Bl. 56).

" " Fig. 9. Durchlass mit Schützen-Grundablass am Marne-Saône-Kanal (ZfB. 1882, Bl. 50).

" " Fig. 9_a. Durchlass mit Setzbalken-Grundablass.

" " Fig. $10-10_b$. Mehrfacher Röhrendurchlass mit gemauerten Ein- und Ausläufen bei einem Seitenkanal der Mosel (ZfB. 1874, Bl. 55).

c. Düker.

Das Wesen der Düker ist bereits bei den Wasserleitungen und Bewässerungskanälen besprochen worden. Dieselben sind Durchlässe die tiefer liegen als deren Ein- und Auslauf. Sie bestehen wie die Durchlässe aus Rohren oder aus gemauerten Kanälen, und lässt man auch hier zuweilen Überfälle und Ablässe in dieselben ausmünden. An den Enden werden Vertiefungen, Fallkessel oder Brunnen als Schlammfänge angeordnet.

Taf. 23, Fig. 11. Gewölbter Düker mit vertikalen Fallkesseln, bei einem Seitenkanal der Mosel (ZfB. 1874, Bl. 55; 1883, Bl. 29).

„ „ Fig. 12. Röhrendüker mit beiderseitigen Fallbrunnen beim Oder-Spree-Kanal. Das gusseiserne Verbindungsrohr von 1,0 m Durchmesser und 11 mm Wanddicke ist hier auf einem hölzernen Rost gegründet (ZfB. 1890 -- CBl. 1888, S. 17).

„ „ Fig. 13—13_a. Gusseiserner Düker beim Kanal Zehdenick-Liebenwalde, bestehend aus gemauerten Fallkesseln, welche durch drei gusseiserne Rohrstränge von 1 m Weite mit einander verbunden sind. Die zugleich als Schlammfänge dienenden Fallkessel und die Rohrstränge sind auf Schwellenrost gegründet (ZfB. 1883, Bl. 29).

„ „ Fig. 14—14_a. Düker aus Eisenblech, zur Unterleitung der Kanalwässer unter dem Waller Fleeth in Bremen. Hier kam ein einziges Rohr von 1,45 m Weite und 8 mm Blechstärke zur Anwendung (CBl. 1889, S. 440).

„ „ Fig. 15—15_a, Unterführung des Maszrimkanals bei der Eindeichung und Entwässerung des Memeldeltas (ZfB. 1902, Bl. 14).

„ „ Fig. 16—16_a. Gewölbter Düker mit schiefem Ein- und Auslauf unter dem Marne-Saône-Kanal. Der Querschnitt des Dükers ist segmentförmig (Fig. 16_a) und steht mit dem Düker ein Überfall des Kanals in Verbindung. Vor dem Einlauf befindet sich als Schlammfang eine Vertiefung *C* in der Sohle, (ZfB. 1882—DB. 1887, S. 261).

„ „ Fig. 17—17_a. Düker aus Stampfbeton beim Kanal Quintino Stella in Italien. Derselbe hat gleichfalls schiefen Ein- und Auslauf und elliptischen Querschnitt (Fig. 17_a). Vor dem Einlauf befindet sich eine besondere Schlammgrube *C* aus Beton (Eng. 1873, II., S. 52).

d. Kanalbrücken.

Die Kanalbrücken bestehen aus einem das Wasser fassenden Trog zur Aufnahme der Schiffe nebst dem gewöhnlich nur einseitigen Ziehwege, und einem auf der anderen Seite angebrachten Fusspfade, welche von Tragwerken gleicher Art wie bei den Strassen- und Eisenbahnbrücken getragen werden. Demnach unterscheidet man je nach der Beschaffenheit des Tragwerkes: hölzerne, eiserne und steinerne Kanalbrücken.

Die hölzernen Kanalbrücken haben den Vorteil verhältnismässig kleiner Anlagekosten, jedoch den Nachteil geringer Dauerhaftigkeit, weshalb ihre Anwendung gegenwärtig wohl nur noch in sehr holzreichen Gegenden, wie stellenweise

in Amerika in Frage kommen dürfte. Die steinernen Kanalbrücken haben zwar den Vorteil der grössten Dauerhaftigkeit des Materials, wogegen aber die Dauerhaftigkeit und Dichtigkeit der ganzen Brückenkonstruktion mit Rücksicht auf die schädlichen Einwirkungen der Temperatur usw. in hohem Grade von einer zweckmässigen Ausführung abhängig ist. Es verdienen daher in den meisten Fällen eiserne Kanalbrücken, trotz der leichteren Zerstörbarkeit des Materials durch Rost, den Vorzug. Da bei diesen Brücken den Längenänderungen durch den Einfluss der Temperatur dadurch Rechnung getragen werden muss, dass das eine Ende der Hauptträger beweglich angeordnet wird, so sind hier wie bei den eisernen Aquädukten für den Wassertrog besondere Dichtungs-Anordnungen erforderlich (vgl. Taf. 6, Fig. 22).

Mit Rücksicht auf die Kostenersparnis wird die Breite der Kanalbrücken möglichst eingeschränkt, und gewöhnlich nur für eine Schiffsbreite ausgeführt.

Es sollen hier nur einige Beispiele über die allgemeine Anordnung der Kanalbrücken gegeben werden, während bezüglich ihrer Berechnung, Konstruktion und Ausführung auf den „Brückenbau" verwiesen wird.

Taf. 23, Fig. 18. Hölzerne Kanalbrücke mit Tragwerk bestehend aus massiven Balken als Quer- und Hauptträger (S.).

„ „ Fig. 19. Hölzerne Kanalbrücke mit Howe'schen Fachwerkträgern als Hauptträger beim Erie-Kanal, über den Mohawkfluss bei Coboes und bei Rexford-Flats in Amerika. Erstere besteht aus 26 Öffnungen mit zusammen 346 m Länge und letztere aus 14 Öffnungen mit einer Gesamtlänge von 184 m (ZfB. 1895, Ergänz.-Heft, S. 34).

„ „ Fig. 20. Eiserne Kanalbrücke beim Dalsland-Kanal in Schweden. Die Hauptträger bestehen hier aus vollwandigen Blechträgern, welche zugleich die seitliche Begrenzung des Wassertroges bilden, während ihr Bodenblech von einem System von an den Hauptträgern angehängten Querträgern getragen wird. Der Ziehweg besteht aus einem mit Bohlenbelag versehenen wagrechten Blech (ZfB. 1886, Bl. 16).

„ „ Fig. 21. Eiserne Kanalbrücke des Marne-Saône-Kanals. Hier ist auch der Kanaltrog seitlich durch die Hauptträger begrenzt, während das Bodenblech von einem System von Querträgern und sekundären Längenträgern getragen wird, von denen erstere auf den Untergurten der Hauptträger aufliegen. Der Ziehweg wird von Fachwerkkonsolen getragen, zwischen denen gemauerte, mit einer Schotterschicht überdeckte Tonnengewölbe eingespannt sind (ZfB. 1882, Bl. 16—vgl. Kanalbrücke bei Briare, Zdl. 1900, S. 1248).

„ „ Fig. 22—22_b. Eiserne Kanalbrücke über die Saar bei Hessen in Elsass-Lothringen. Diese Eisenkonstruktion kam an Stelle einer steinernen Kanalbrücke, welche im Laufe der Zeit derart undicht geworden, dass sie abgetragen werden musste. Die Konstruktion besteht aus zwei vollwandigen Hauptträgern auf zwei Stützpunkten mit 23 m Stützweite und beiderseits vorkragenden Armen von 5,2 m Länge (Kragbrücke). Der Ziehweg und der Fusspfad ruhen auf Parallelfachwerksträgern mit gleichfalls über die Stützpunkt frei hinausragenden Seitenarmen. Die Hauptträger liegen 9 m von einander. Auf den Zwischenpfeilern sind die Hauptträger durch Kipplager gestützt, von welchen das eine fest ist und das andere auf Walzen ruht. — Fig. 22_b zeigt die Anordnung der Dichtung des Wassertroges am beweglichen Ende der Brücke,

darin bestehend, dass hier zwischen Trog und Widerlager ein Zwischenraum (Dichtungskammer) von 100 mm Weite besteht, welcher von beiden Seiten mit hölzernen Dichtungskeilen und dazwischen mit geteerter Wolle gefüllt ist. Der dichte Anschluss der letzteren geschieht dann durch die in der Figur ersichtliche Schraubenvorrichtung (ÖZ. 1897, S. 502, 503).

Taf. 23, Fig. 23—23_b. Eiserne Kanalbrücke und Düker am Ems-Jade-Kanal. Fig. 23_b zeigt die Anordnung der Abdichtung des beweglichen Endes mittels Werg (DB. 1887, S. 261).

„ „ Fig. 24. Abdichtung einer eisernen Brücke für die Überführung des Oudan-Flusses über den Loire-Seitenkanal bei Roanne, unter Anwendung einer federnden Kautschukplatte, anstatt des sonst üblichen federnden Bleches (AdP. 1899, I—III., Pl. 4 – ZdI. 1900, S. 1248).

„ „ Fig. 25—25_a. Gemauerte französiche Kanalbrücke älteren Datums (Ch.—ZfB. 1871, Bl. 20).

„ „ Fig. 26—26_a Kanalbrücke aus Eisenbeton in Onigo di Piave in Italien (Emperger, Handb. f. Eisenbet. III, S. 553—vgl. ÖZ. 1902, Taf. XVI).

Die steinernen Brücken haben gegenüber den eisernen namentlich den Vorteil, dass sie durch eine grössere Dauerhaftigkeit des Materials kleinere Unterhaltungskosten und eine grössere Lebensdauer des Objektes gewähren können. Hierzu kommt noch, dass bei günstigen örtlichen Verhältnissen in bezug auf die Einheitspreise und bei sachgemässer weitgehender Ausnützung des Materials, wie dies namentlich bei den Eisenbetonkonstruktionen der Fall ist, die steinernen Brücken oft auch kleinere Anlagekosten bedingen als die eisernen. Dem gegenüber steht jedoch die Schwierigkeit, die steinernen Brücken gegen die schädlichen Wirkungen von in das Mauerwerk eindringendem Wasser zu schützen. Durch das Eindringen von Wasser in das Mauerwerk wird nämlich dieses, durch allmähliches Auflösen und Ausspülen des Mörtels und durch Zersprengen der Fugen beim Gefrieren des austretenden Wassers in seinem Zusammenhang gelockert und hierdurch das Bauwerk immer mehr undicht und in seiner Standsicherheit gefährdet.

Die hiergegen gebräuchliche Abdichtung durch eine Zementschicht mit darüber gelegter Asphaltdecke hat sich schon bei Strassen- und Eisenbahnbrücken vielfach als ungenügend erwiesen, da diese beiden Schutzmittel von den im Wasser enthaltenen Säuren (Kohlensäure usw.) angegriffen werden, und auch bei den Formveränderungen des Bauwerkes infolge von Temperaturschwankungen, Bodensenkungen usw. leicht Risse bekommen, durch die das Wasser dann eindringt*). Diese Mittel sind daher umsomehr bei Kanalbrücken, wo das Mauerwerk ständig unter Wasser steht, ungenügend.

Die an der Stelle der oben angeführten eisernen Kanalbrücke über die Saare bei Hessen (Taf. 23, Fig. 22) bestandene gemauerte Brücke hatte eine Abdichtung, bestehend aus einer Betonschicht mit darüber ausgebreiteter Asphaltdecke. Die Wände dieses Objektes wurden im Laufe der Zeit derart gelockert und undicht, dass die Durchsickerungen schliesslich schwer zu behe-

---

*) Sowohl der Asphalt als auch der zu Abdichtungen oft angewendete Asphaltfilz werden mit der Zeit spröde und dadurch wenig widerstandsfähig gegen Risse.

ben waren, und man es vorzog den Steinbau durch eine Eisenkonstruktion zu ersetzen (ÖZ. 1897, S. 502).

In neuerer Zeit sind zwar verschiedene andere Bithumenpräparate zur Anwendung gekommen, die sich gegen die Angriffe des Wassers zwar widerstandsfähiger als der Asphalt erwiesen haben, die aber für Kanalbrücken dennoch ungenügend sein dürften. Für diese empiehlt sich als bestes Dichtungsmittel eine Bleidecke, da das Blei sowohl gegen Säuren und Oxydation als auch durch seine Biegsamkeit gegen Rissebildung einen möglichst grossen Widerstand leistet.

Dieses Dichtungsmittel wurde z. B. beim Dortmund-Ems-Kanal in ausgedehntem Masse benutzt. Dort besteht bei den gemauerten Kanalbrücken die Abdichtung an der Sohle von unten nach oben aus einer Zementschicht von 3 cm, einer Decke von vulkanisiertem (geschwefeltem) Teer, geteerter Dachpappe, einer Bleidecke von 3 mm Dicke und darauf wieder einer mit geteerter Pappe überdeckten Teerschicht (Syst. Erkelt). Auf diese Abdichtung folgt noch zu deren Schutz ein hochkantiges Ziegelpflaster auf einer Sand- oder Tonschicht von 10 cm Stärke. Zur Vermeidung von elektrolytischen und chemischen Prozessen, wodurch das Blei angegriffen werden könnte, wurde dieses in fast reinem Zustand (99,98 % Reinheit) benutzt, und wurden die Stösse der Bleche mit demselben Metall gelötet. Ausserdem wirken die zu beiden Seiten der Bleidecke angebrachten geteerten Pappenschichten isolierend. Die Seitenwände erhielten eine Zementschicht und eine auf beiden Seiten geteerte Bleidecke ohne Pappe, sowie eine schützende Holzwand, bestehend aus einem Gerippe von wagrechten und vertikalen Hölzern mit Bohlenbelag (ZfB. 1901 —GGC. 1902, S. 372).

Von Wichtigkeit ist auch die Abdichtung des Anschlusses der Haltungen an die Kanalbrücken. Um ein Durchsickern des Wassers an der Hinterwand der Widerlagsmauern zu verhindern, wird hinter denselben ein T-förmiger Lehmkern eingestampft, der sich mit seinen Armen einerseits an den Erdkörper und andererseits an das Widerlager dichtend anschliesst.

e. Kanaltunnel.

Kanaltunnel kommen dort zur Anwendung, wo die Kanallinie so tief unter dem Erdboden zu liegen kommt, dass ein Einschnitt hierfür wesentlich teuerer zu stehen käme. Sie haben gegenüber den Einschnitten den Nachteil, dass sie durch die sich darin sammelnde Feuchtigkeit schlüpfrig und unbequem zu begehen sind. Zur Minderung der Kosten werden sie gewöhnlich nur einschiffig, und je nach der Beschaffenheit des Bodens entweder ohne Wölbung, mit Scheitelgewölbe oder mit vollständiger Umwölbung von Scheitel, Seitenwänden und Sohle angelegt. Bezüglich ihrer Ausführung wird auf den „Tunnelbau" verwiesen.

Taf. 23, Fig. 27—28. Kanaltunnel ohne Gewölbe und mit Scheitelgewölbe beim Rhein-Marne-Kanal (AB. 1871, Bl. 16—ÖZ. 1897, Taf. XXVII).

„ „ Fig. 29. Vollständig eingewölbter Kanaltunnel beim Marne-Saône-Kanal (ZfB. 1882, Bl. 47).

DER

WASSERBAU

FÜR STUDIERENDE UND PRAKTIKER

VON

M. STRUKEL,

PROFESSOR AN DER FINNLÄND. TECHNISCHEN HOCHSCHULE IN HELSINGFORS.

II. TEIL

ATLAS

ZWEITE AUFLAGE

LEIPZIG
A. TWIETMEYER
1908.

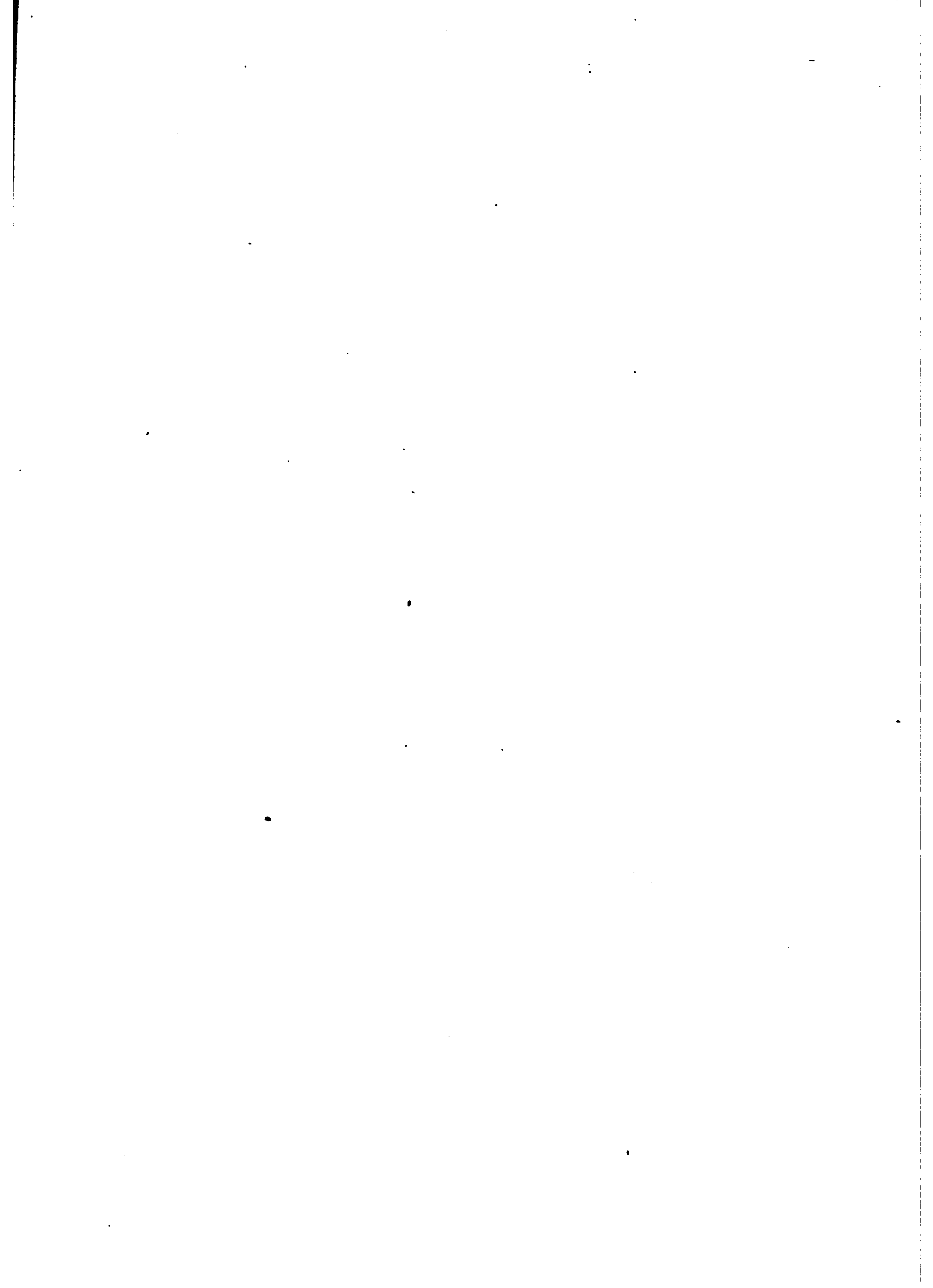


Fig 1.

Fig 3.

Fig. 2.

1:125.

1:100.

1:100.

1:100.

Fig. 9.

1:200.

Fig. 10.

Fig. 10 a.

A-B

1:200,

Fig. 10 c.

E-F

1:200.

1:200.

Fig 10 b.

C-D

Fig. 11.

1:200.

Fig. 11 b.

G-H

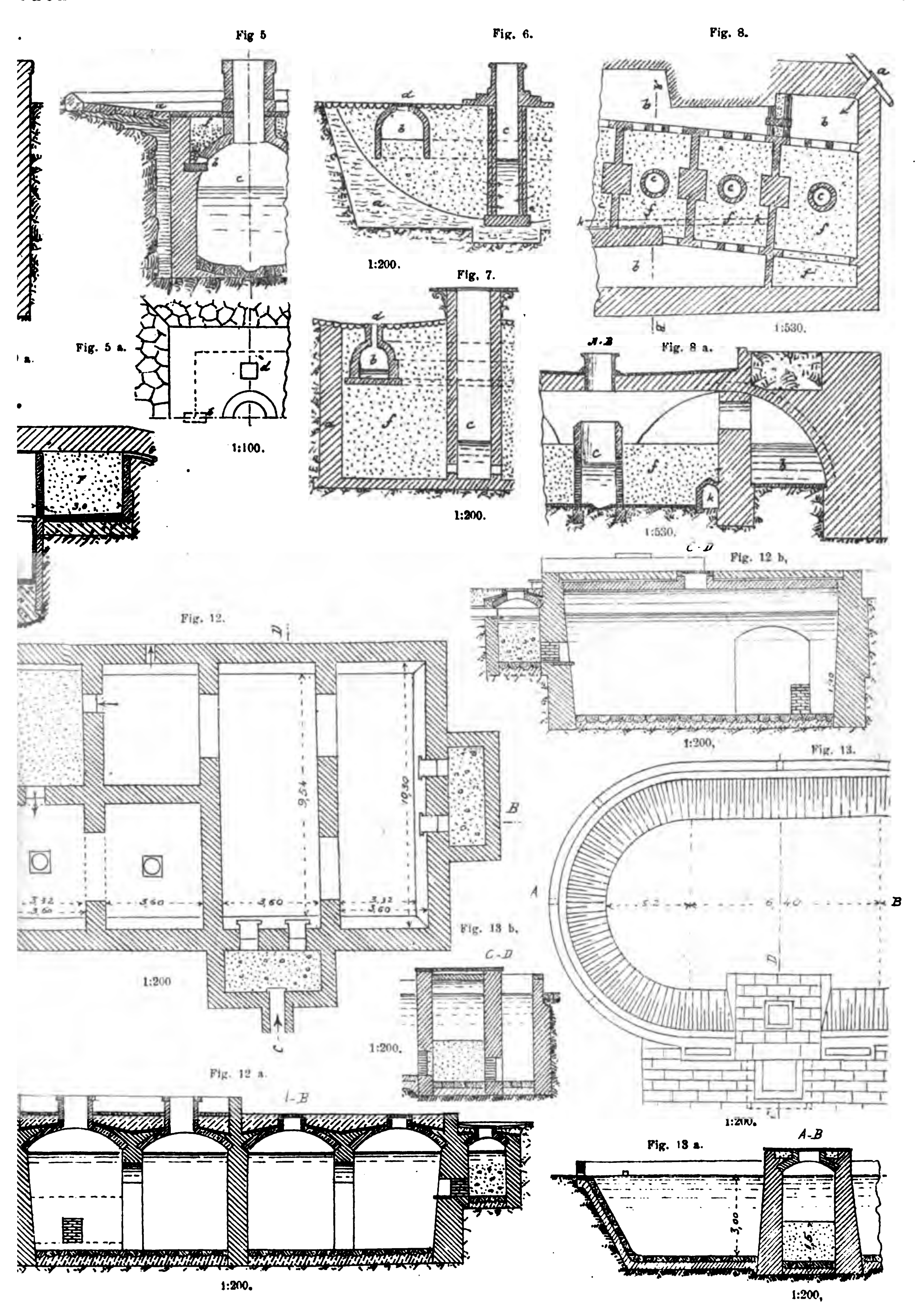
1:200.

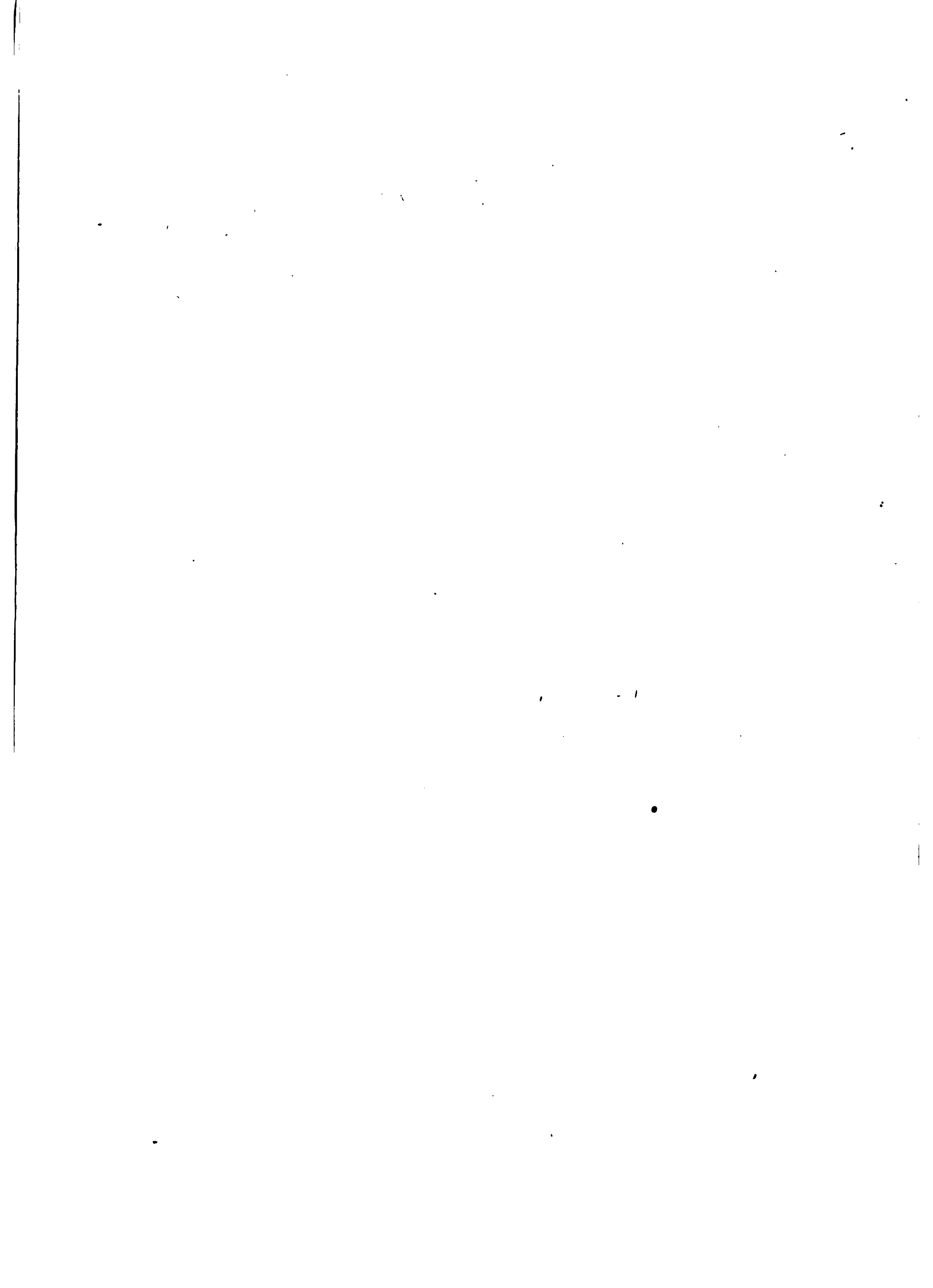
1:200

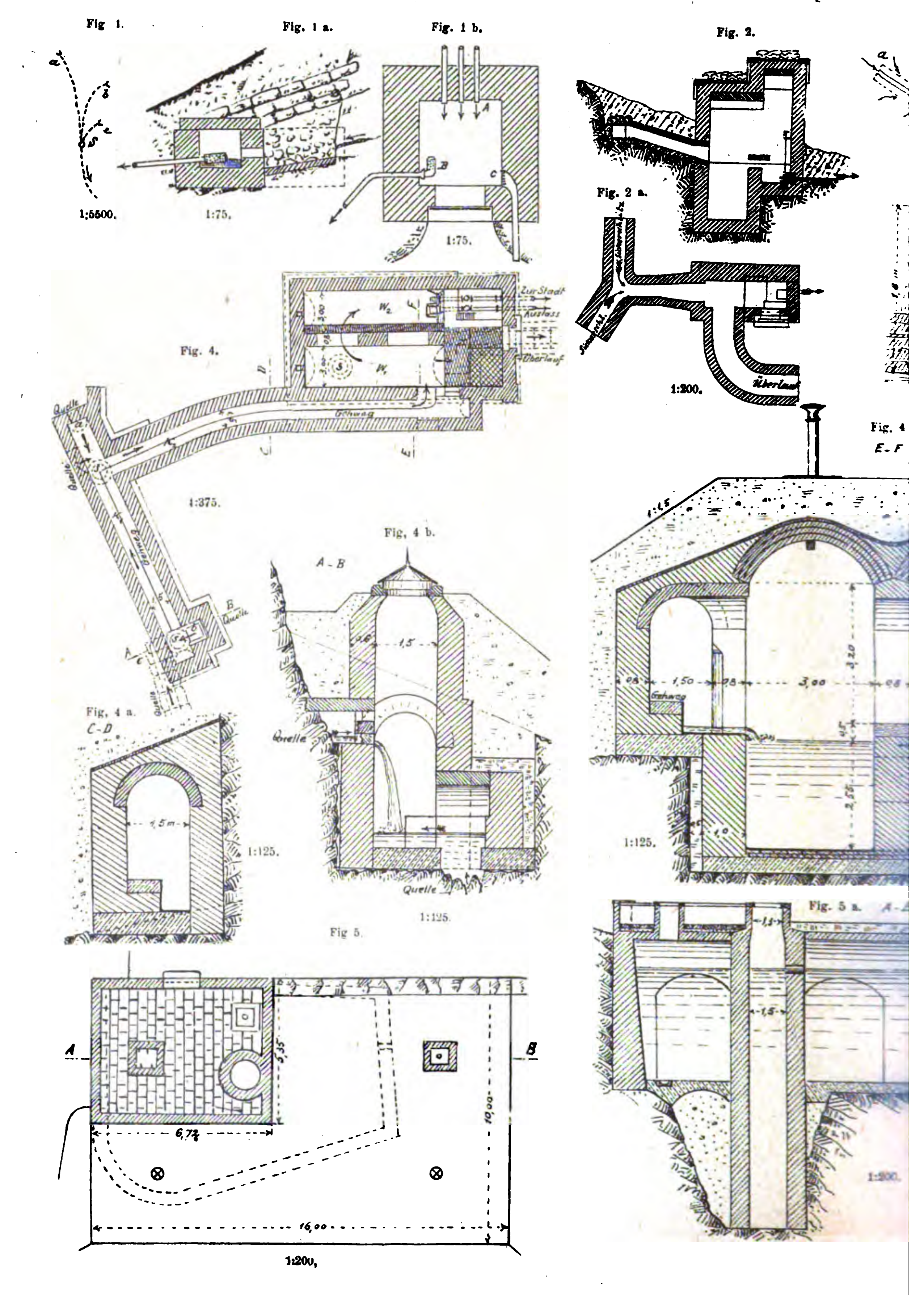
Fig 11 a.

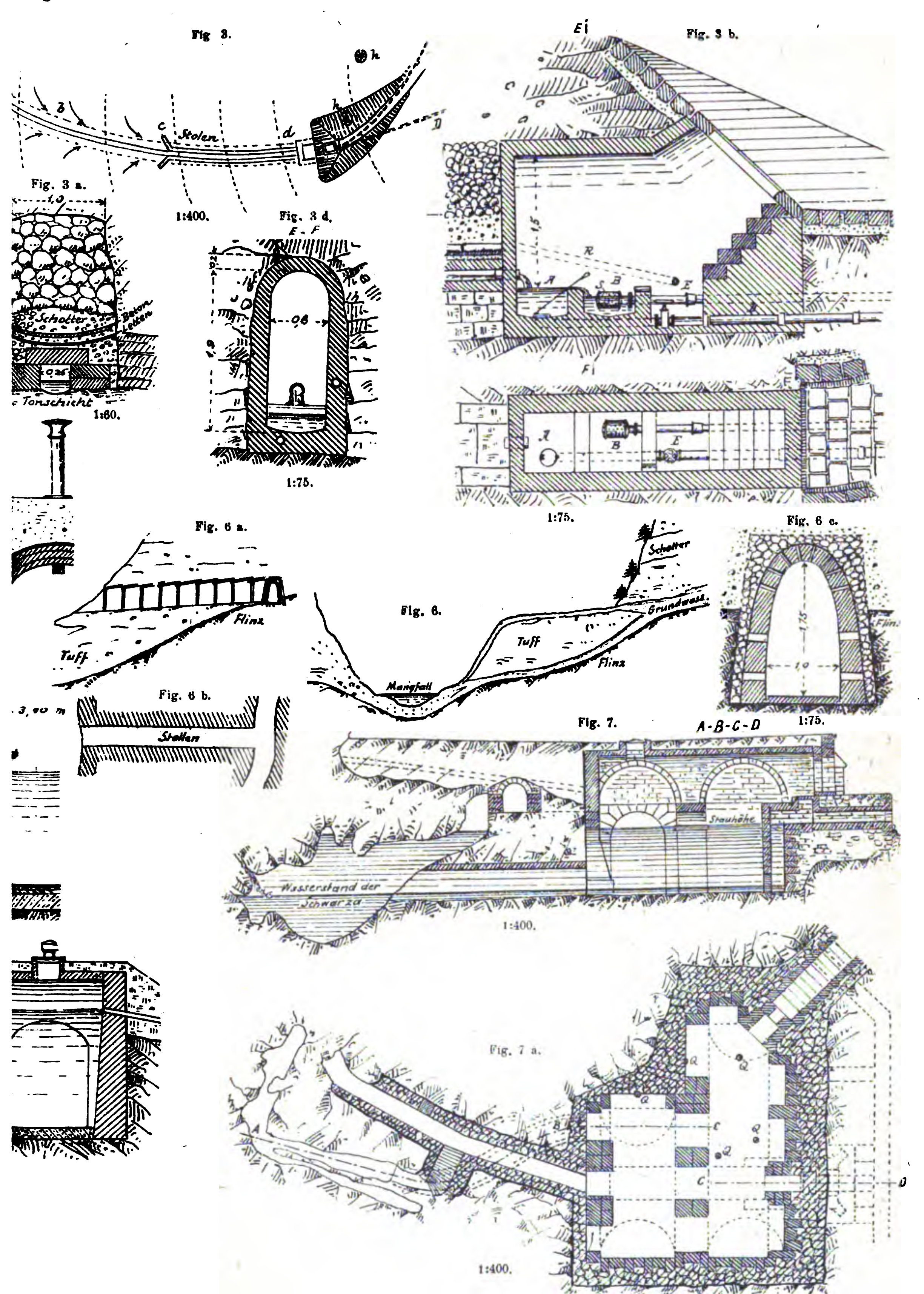
E-F

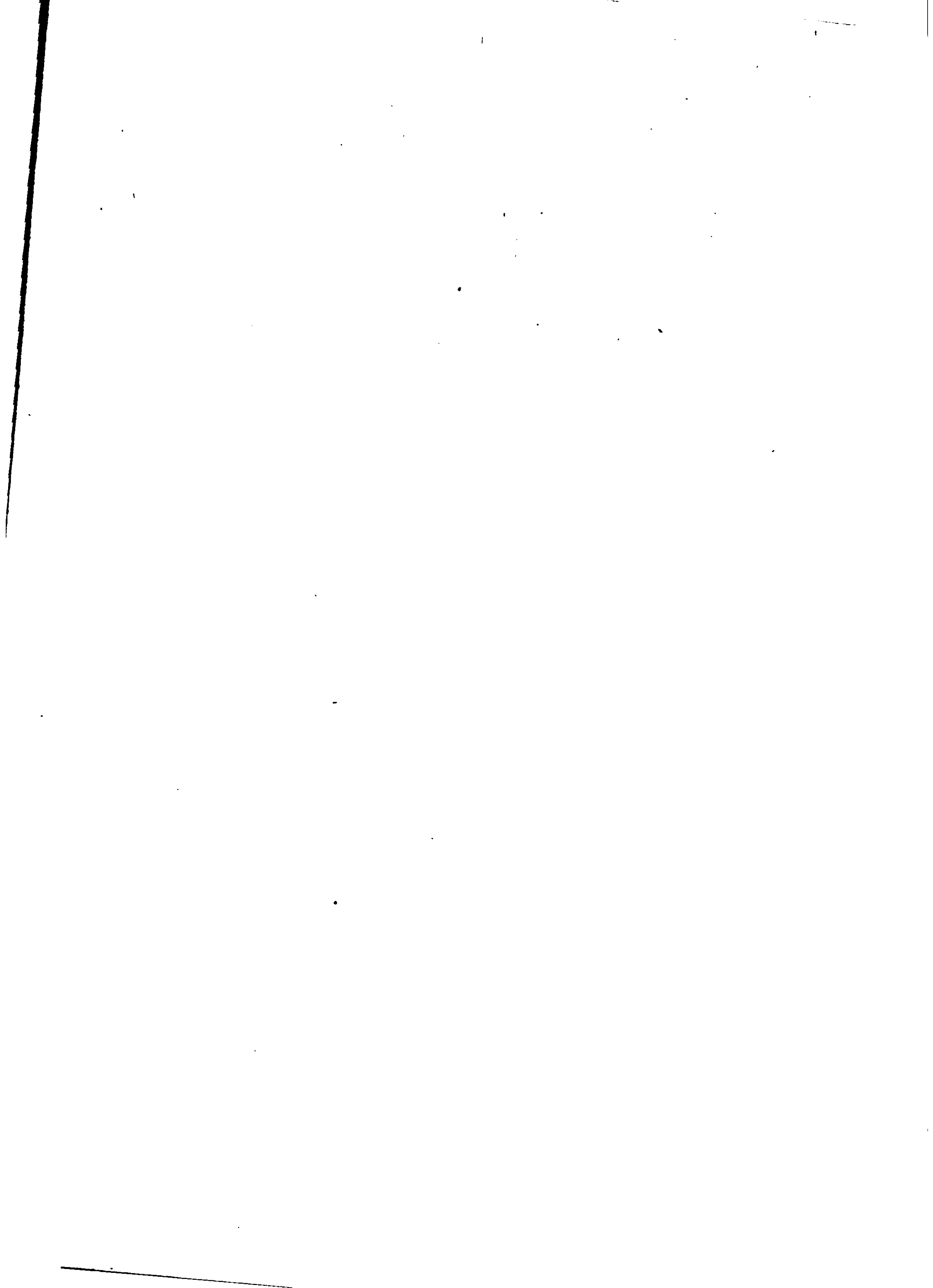
1:200.

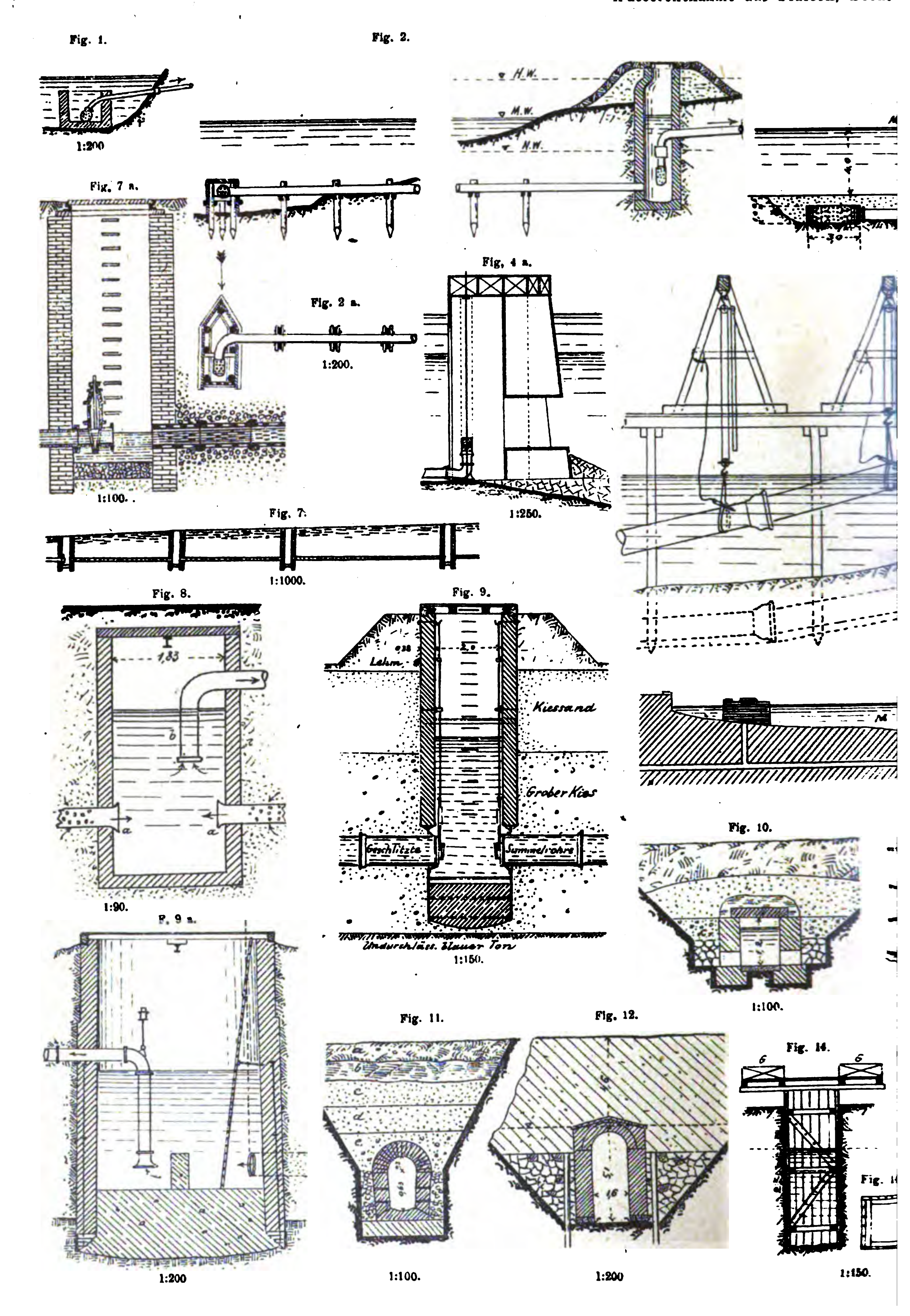

Fig 5
Fig. 6.
Fig. 8.
1:200.
Fig. 7.
1:530.
Fig. 5 a.
A-B
Fig. 8 a.
1:100.
1:200.
1:530.
C-D
Fig. 12 b.
Fig. 12.
1:200.
Fig. 13.
Fig. 13 b.
C-D
1:200
1:200.
Fig. 12 a.
A-B
1:200.
Fig. 13 a.
A-B
1:200.
1:200.

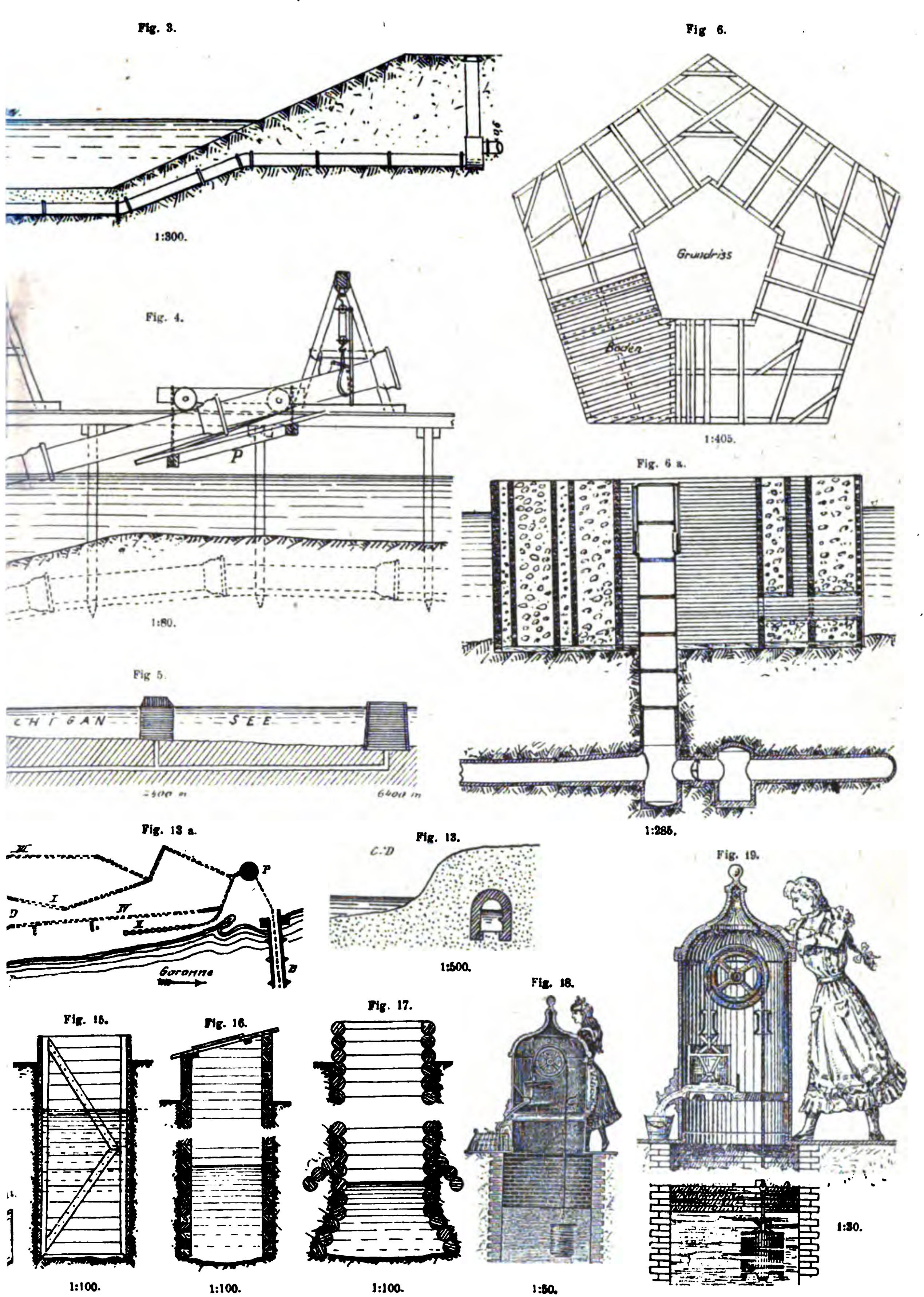


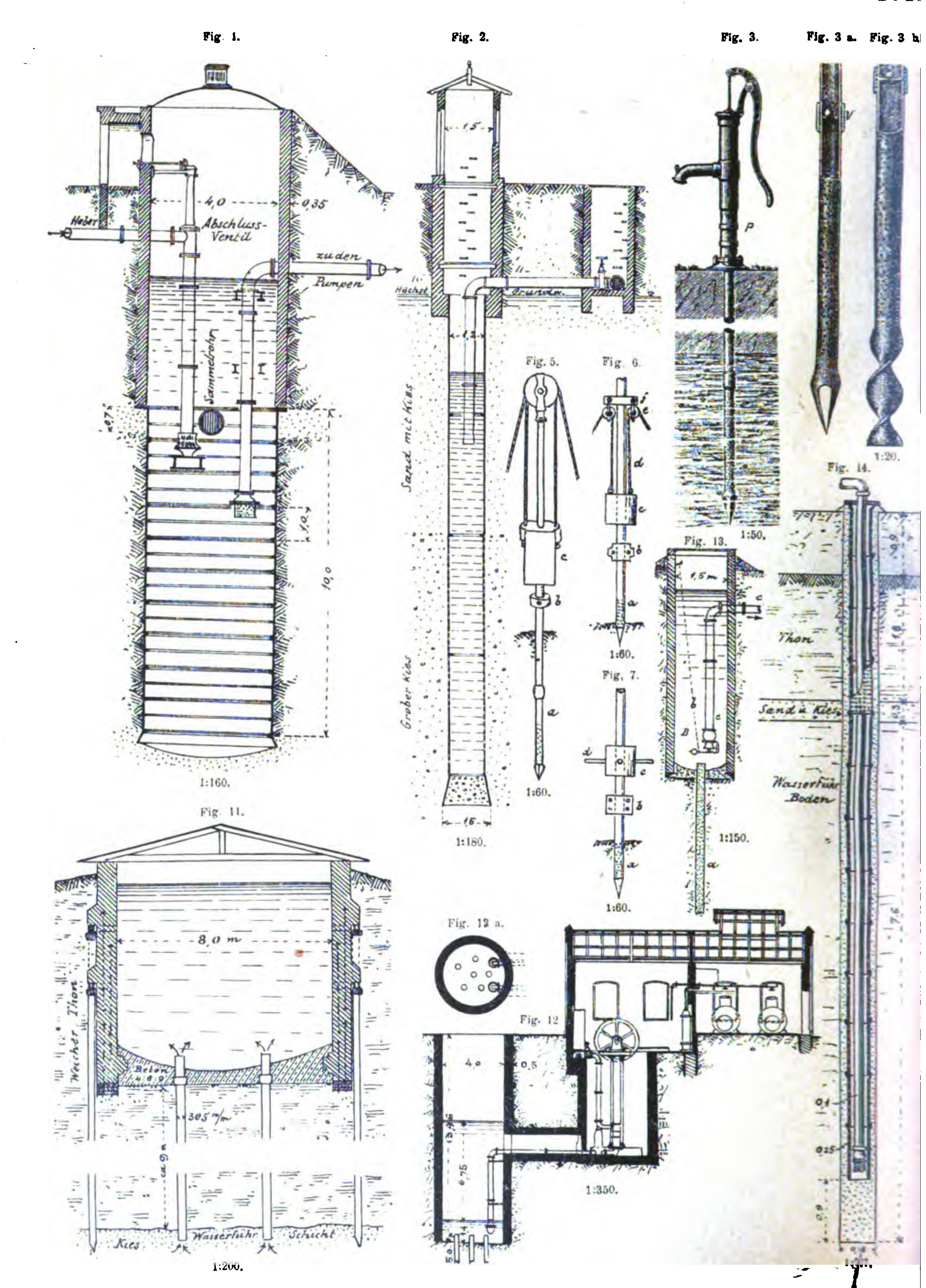

Fig 1.
Fig. 1 a.
Fig. 1 b.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:5500.
1:75.
1:75.
1:200.
Fig. 4.
Zur Stadt
Auslass
Überlauf
Gehweg
Quelle
1:375.
Fig. 4 b.
A - B
Fig. 4 a.
C - D
1:125.
1:125.
Fig. 4
E - F
1:125.
Gehweg
3,00
1,50
Fig 5.
Fig. 5 a.
6,72
16,00
10,00
1:200.
1:200.

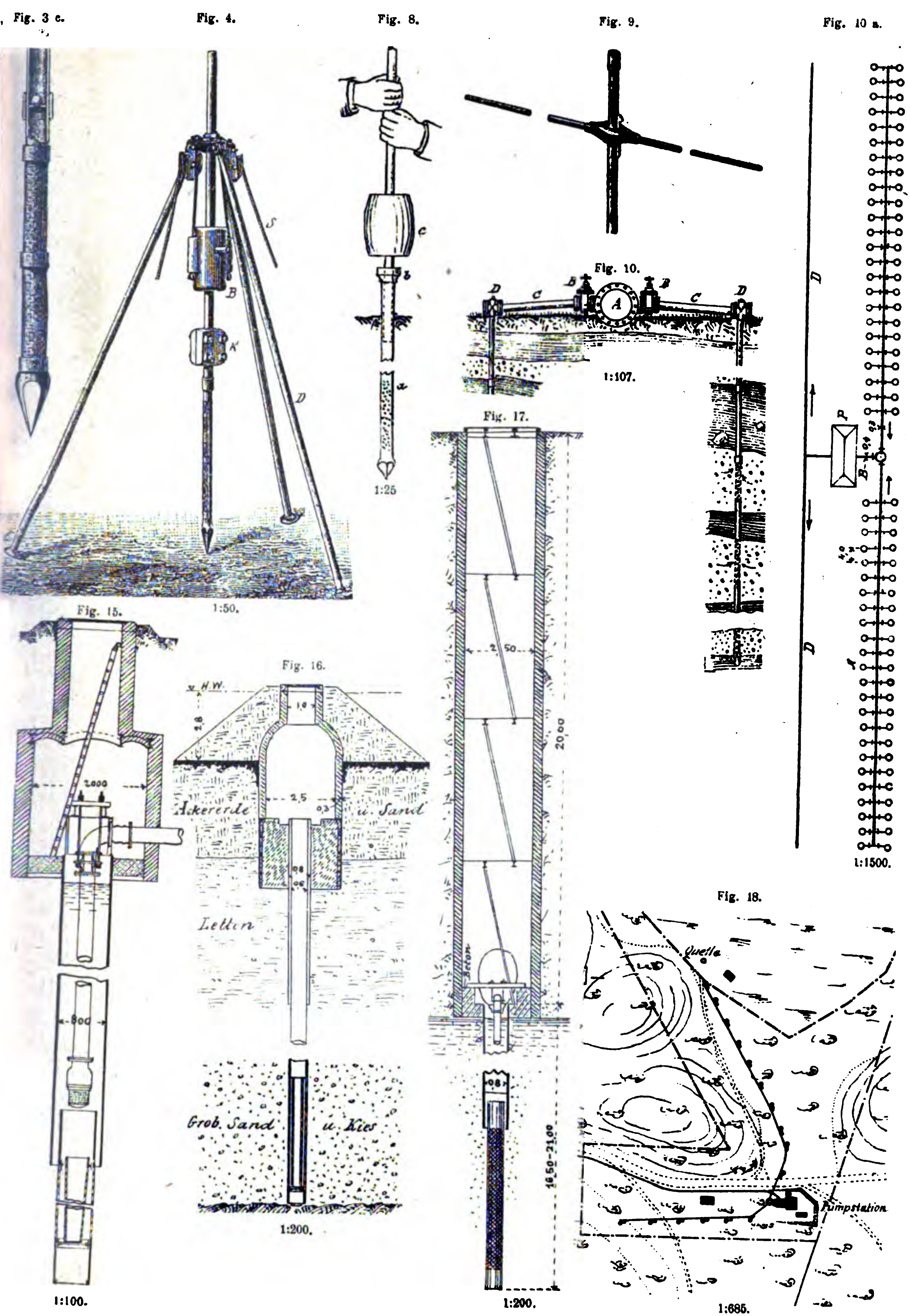

Fig 3.
Stolen
1:400.
Fig. 3 a.
Schotter
Tonschicht
1:60.
Fig. 3 d.
E - F
1:75.
Fig. 3 b.
1:75.
Fig. 6 a.
Flinz
Tuff
Fig. 6 b.
Stollen
Fig. 6.
Schotter
Grundwass.
Tuff
Flinz
Mangfall
Fig. 6 c.
1:75.
Fig. 7.
A-B-C-D
Stauhöhe
Wasserstand der Schwarza
1:400.
Fig. 7 a.
1:400.




Fig. 1.
1:200
Fig. 2.
H.W.
M.W.
N.W.
Fig. 7 a.
1:100.
Fig. 2 a.
1:200.
Fig. 4 a.
1:250.
Fig. 7.
1:1000.
Fig. 8.
1,83
b
a
a
1:90.
Fig. 9.
Lehm
Kiessand
Grober Kies
Geschlitzte
Sammelrohre
Undurchläss. blauer Ton
1:150.
Fig. 10.
1:100.
F. 9 a.
1:200
Fig. 11.
1:100.
Fig. 12.
1:200
Fig. 14.
1:150.


Fig. 3.
1:300.
Fig. 6.
Grundriss
Boden
1:405.
Fig. 4.
P
1:80.
Fig. 6 a.
Fig 5.
CHIGAN SEE
6400 m
1:285.
Fig. 13 a.
P
I
IV
D
B
Garonne
Fig. 13.
C.D
1:500.
Fig. 19.
Fig. 18.
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
1:30.
1:100.
1:100.
1:100.
1:50.


Fig. 1.
Heber
4,0
0,35
Abschluss-Ventil
zu den Pumpen
Sammelrohr
1,0
10,0
1:160.
Fig. 2.
1,5
Sand mit Kies
Grober Kies
1,2
1,5
1:180.
Fig. 3.
P
1:50.
Fig. 3 a.
V
Fig. 3 b
1:20.
Fig. 5.
a
b
c
1:60.
Fig. 6.
a
b
c
d
e
1:60.
Fig. 7.
a
b
c
d
1:60.
Fig. 13.
1,5 m
c
b
B
a
1:150.
Fig. 14.
Thon
Sand u. Kies
Wasserführ. Boden
Fig. 11.
8,0 m
Beton
305 m/m
Weicher Thon
Kies
Wasserführ. Schicht
1:200.
Fig. 12 a.
Fig. 12
4,0
0,5
6,75
1:350.


Fig. 3 c.
Fig. 4.
S
B
K
D
1:50.
Fig. 8.
c
b
a
1:25
Fig. 9.
Fig. 10.
D
C
B
A
B
C
D
1:107.
Fig. 10 a.
D
P
B
D
1:1500.
Fig. 15.
2,000
800
1:100.
Fig. 16.
H.W.
2,8
1,0
2,5
0,3
Ackererde
u. Sand
Letten
Grob. Sand
u. Kies
1:200.
Fig. 17.
2,50
20,00
16,50–21,00
Beton
1:200.
Fig. 18.
Quelle
Pumpstation
1:685.



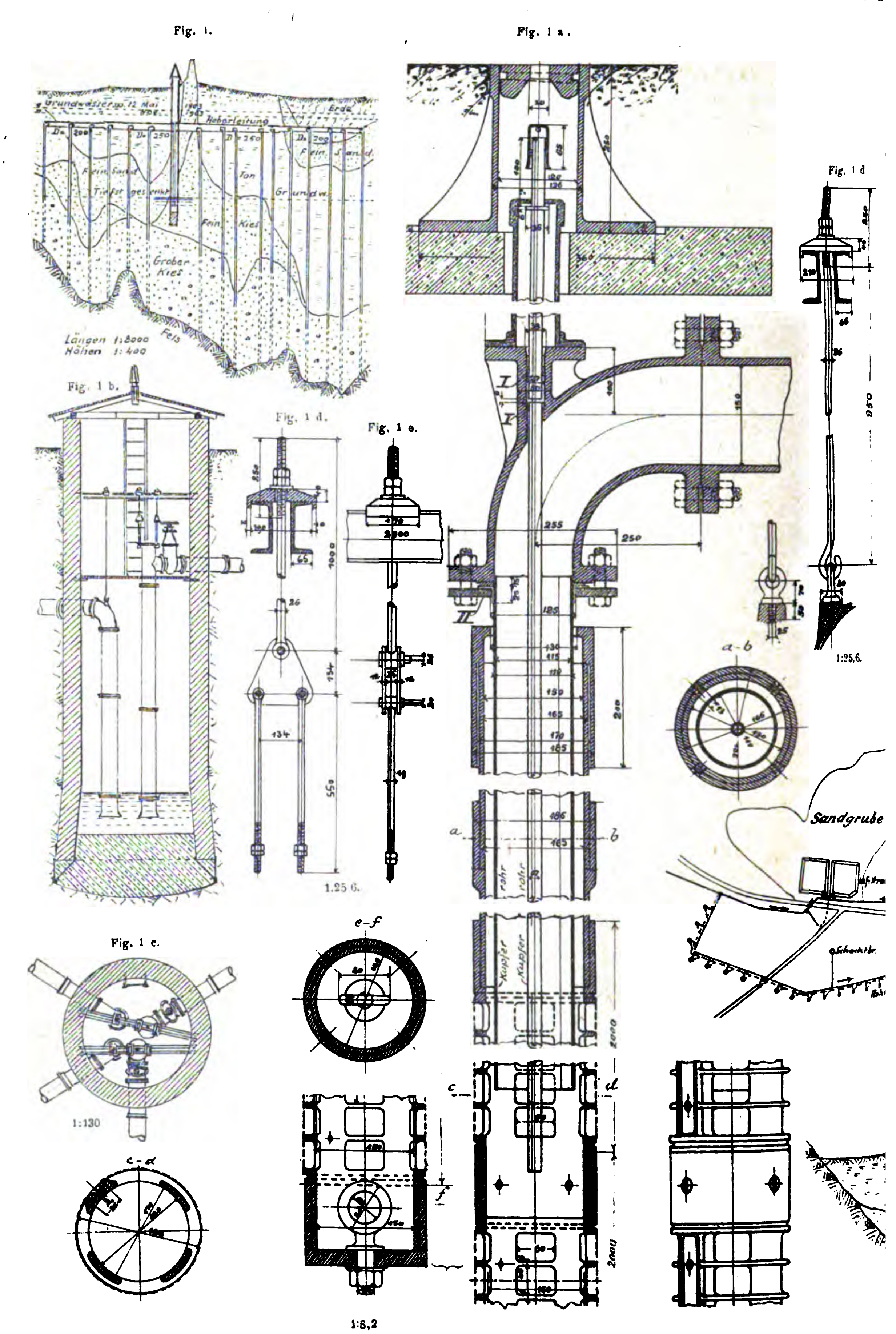

Fig. 1.
Fig. 1 a.
Grundwasserspg. 12 Mai 1903
Heberleitung
Erde
Fein Sand
Tiefst gesenkt
Ton
Grundw.
Fein Kies
Grober Kies
Fels
Längen 1:8000
Höhen 1:400
Fig. 1 b.
Fig. 1 d.
Fig. 1 e.
1:25,6.
Fig. 1 c.
1:130
a-b
c-d
e-f
Kupfer rohr
Sandgrube
1:8,2

Fig. 2.

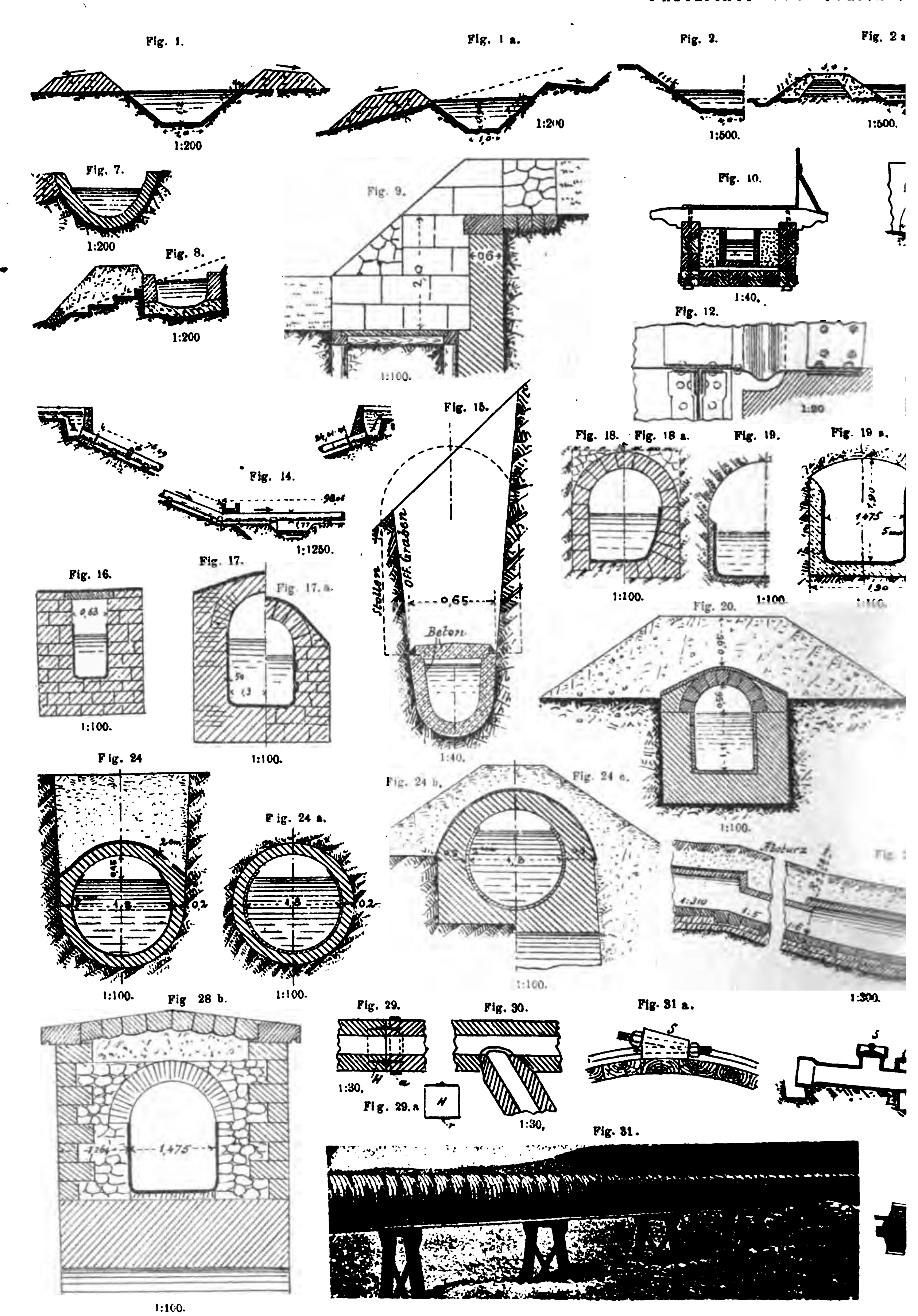
Fig. 3 a.

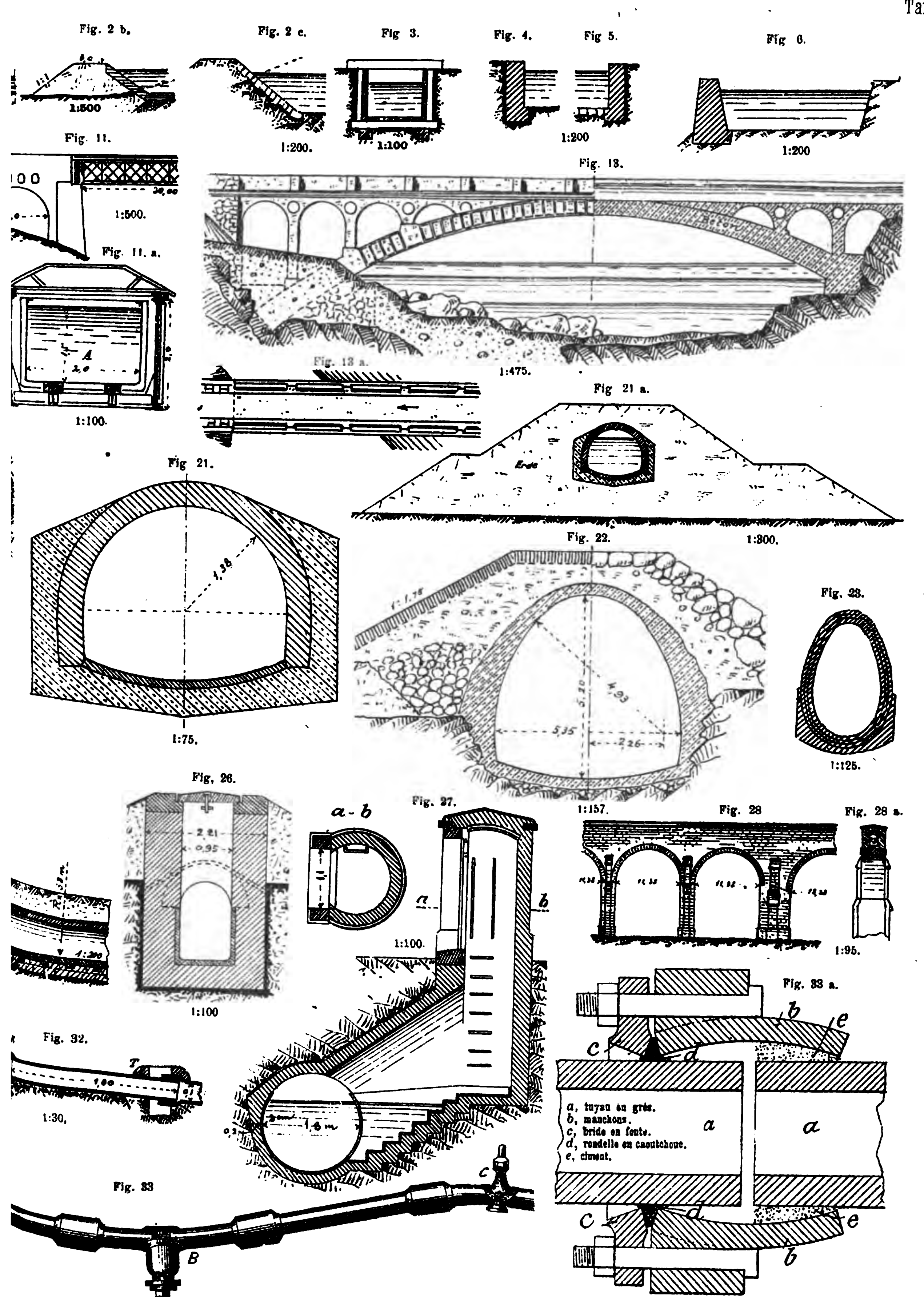
1:91.

Fig. 3.

Fig. 4.

Fig. 4 a.


Fig. 1.
1:200
Fig. 1 a.
1:200
Fig. 2.
1:500.
Fig. 2 a
1:500.
Fig. 7.
1:200
Fig. 8.
1:200
Fig. 9.
1:100.
Fig. 10.
1:40.
Fig. 12.
1:20
Fig. 14.
1:1250.
Fig. 15.
Off. Graben
Stollen
0,65
Beton
1:40.
Fig. 16.
0,65
1:100.
Fig. 17.
Fig. 17. a.
1:100.
Fig. 18.
Fig. 18 a.
1:100.
Fig. 19.
1:100.
Fig. 19 a.
1,90
1,475
1,90
Fig. 20.
1:100.
Fig. 24
1:100.
Fig. 24 a.
1:100.
Fig. 24 b.
Fig. 24 c.
1:100.
1:300.
Fig 28 b.
1,475
1:100.
Fig. 29.
1:30,
Fig. 29. a
Fig. 30.
1:30,
Fig. 31 a.
Fig. 31.


Fig. 2 b.
1:500
Fig. 2 c.
1:200.
Fig 3.
1:100
Fig. 4.
Fig 5.
1:200
Fig 6.
1:200
Fig. 11.
1:500.
Fig. 11. a.
1:100.
Fig. 13.
1:475.
Fig. 13 a.
Fig 21 a.
Erde
1:300.
Fig 21.
1:75.
Fig. 22.
1:157.
Fig. 23.
1:125.
Fig. 26.
1:100
Fig. 27.
a-b
1:100.
Fig. 28
Fig. 28 a.
1:95.
Fig. 32.
1:30,
Fig. 33
Fig. 33 a.
a, tuyau en grès.
b, manchons.
c, bride en fonte.
d, rondelle en caoutchouc.
e, ciment.

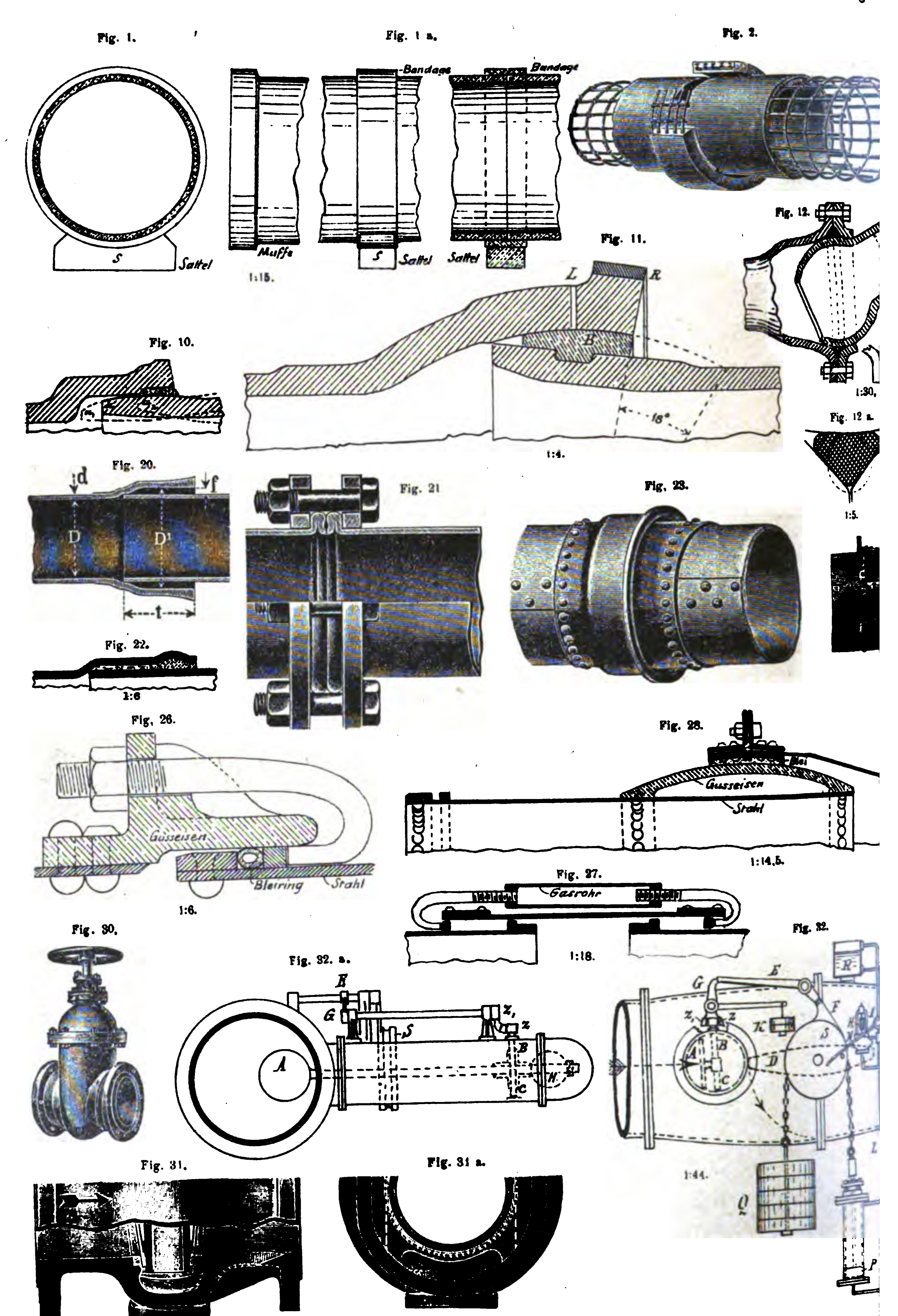
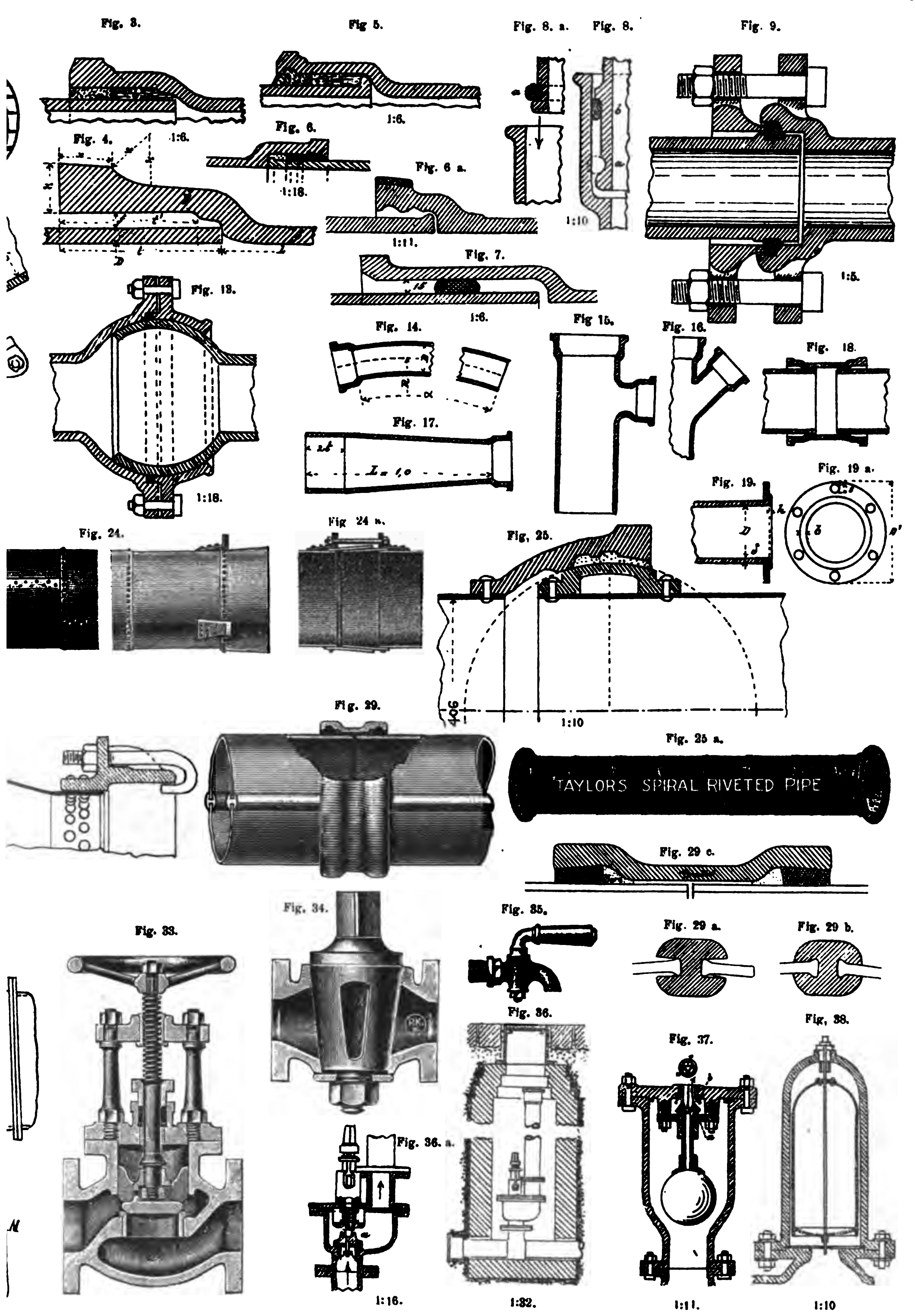
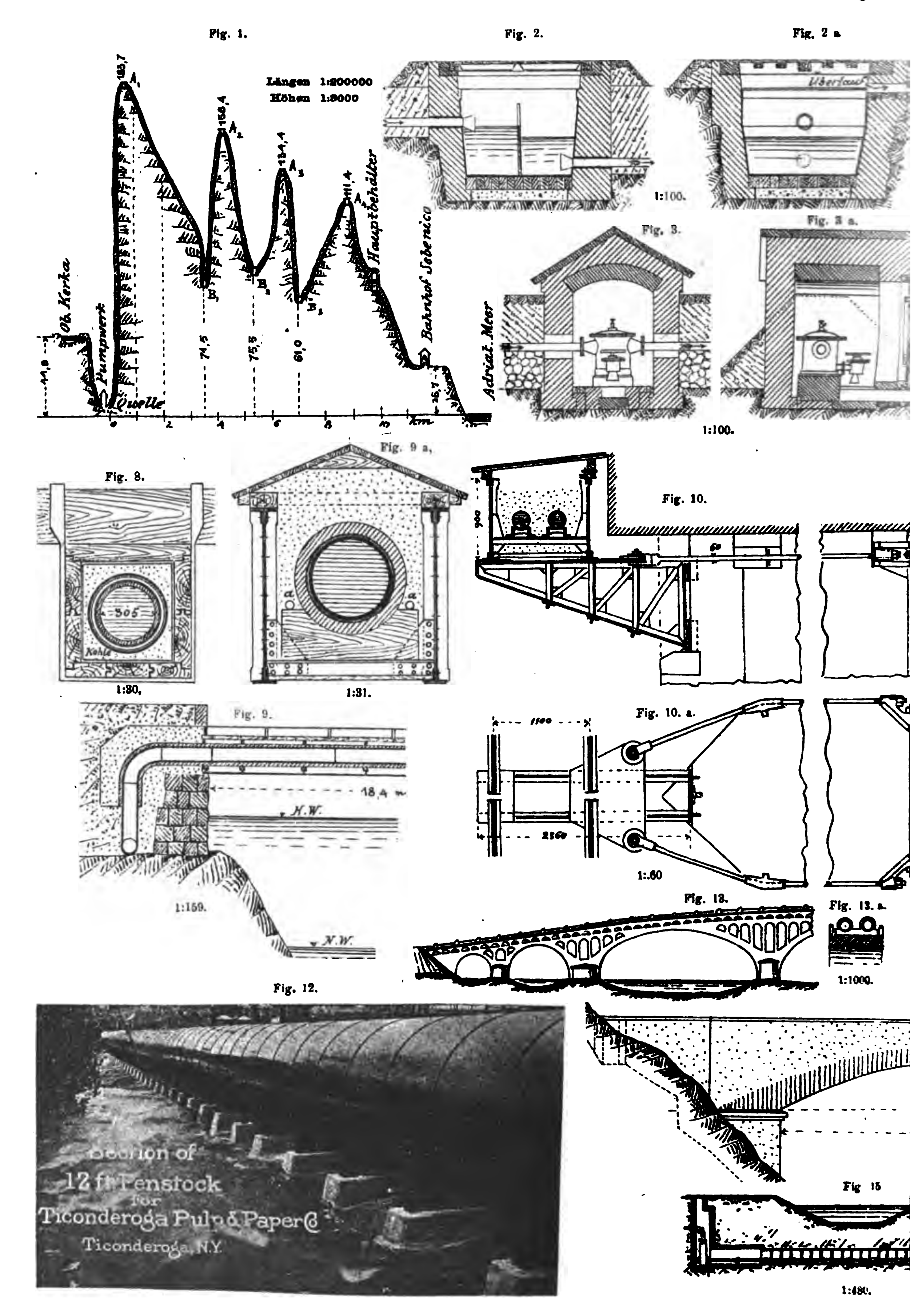
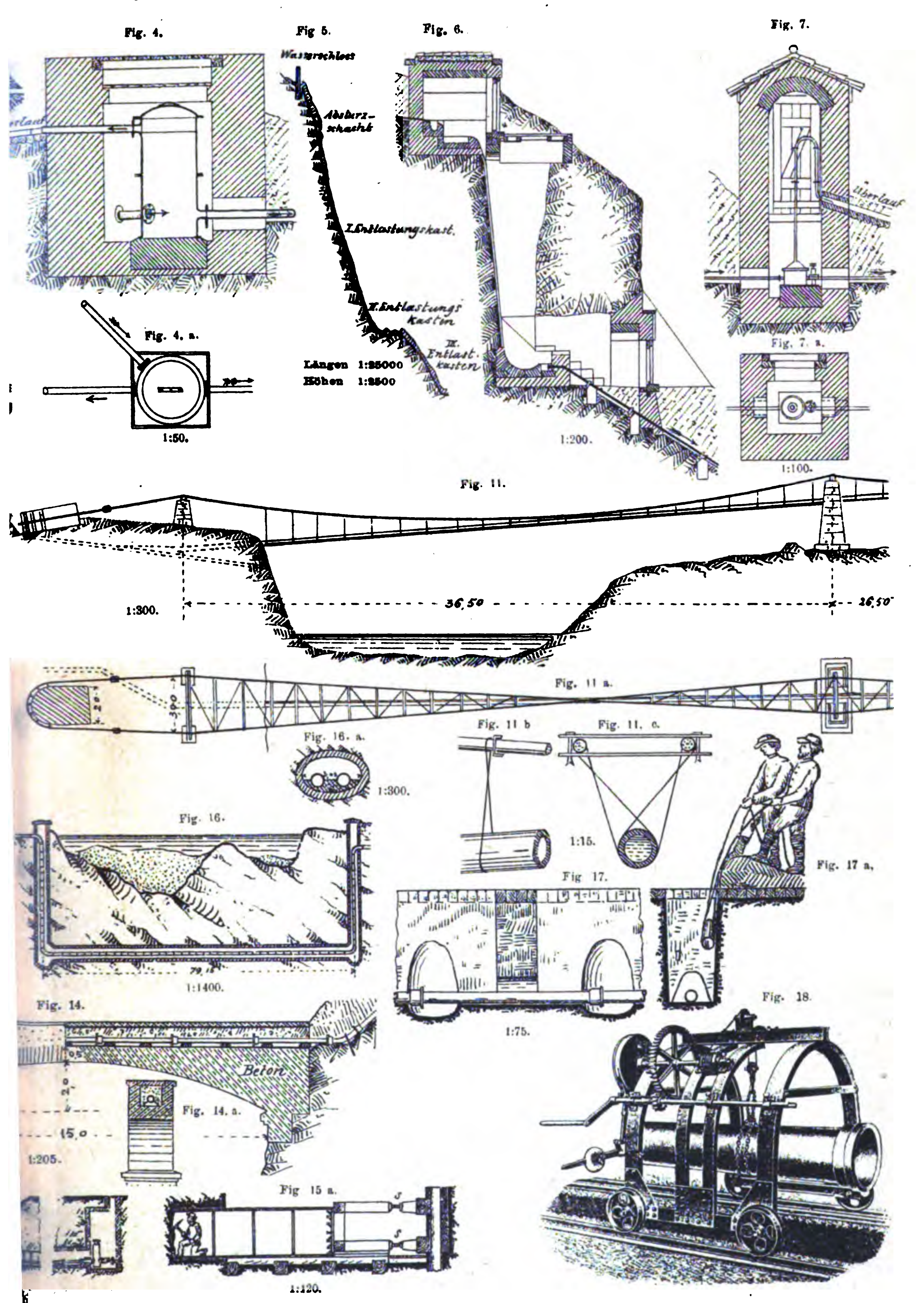
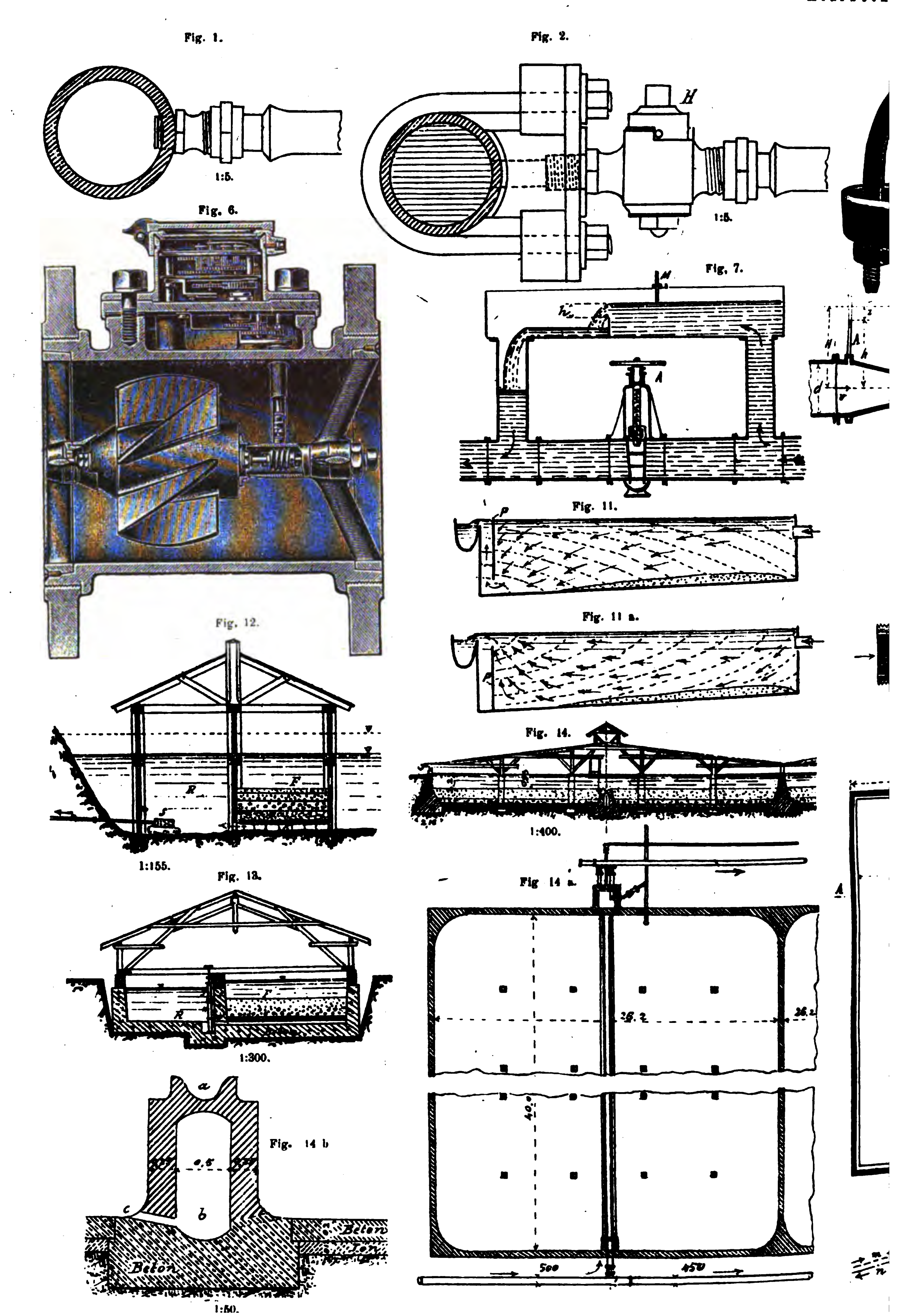


Fig. 1.
Sattel
Fig. 1 a.
Bandage
Bandage
Muffe
Sattel
Sattel
1:15.
Fig. 2.
Fig. 10.
Fig. 11.
L
R
B
18°
1:4.
Fig. 12.
1:30.
Fig. 12 a.
1:5.
Fig. 20.
d
f
D
D¹
t
Fig. 21
Fig. 23.
Fig. 22.
1:6
Fig. 26.
Gusseisen
Bleiring
Stahl
1:6.
Fig. 28.
Blei
Gusseisen
Stahl
1:14,5.
Fig. 27.
Gasrohr
1:18.
Fig. 30.
Fig. 32. a.
Fig. 32.
1:44.
Fig. 31.
Fig. 31 a.


Fig. 3.
Fig 5.
Fig. 8. a.
Fig. 8.
Fig. 9.
1:6.
1:6.
Fig. 4.
Fig. 6.
1:18.
Fig. 6 a.
1:10
1:11.
Fig. 7.
1:5.
Fig. 13.
1:6.
Fig. 14.
Fig 15.
Fig. 16.
Fig. 18.
Fig. 17.
Fig. 19 a.
Fig. 19.
1:18.
Fig. 24.
Fig 24 a.
Fig. 25.
Fig. 29.
1:10
Fig. 25 a.
TAYLORS SPIRAL RIVETED PIPE
Fig. 29 c.
Fig. 34.
Fig. 35.
Fig. 33.
Fig. 29 a.
Fig. 29 b.
Fig. 36.
Fig. 38.
Fig. 37.
Fig. 36. a.
1:16.
1:32.
1:11.
1:10


Fig. 1.
Längen 1:200000
Höhen 1:8000
Ob. Kerka
Pumpwerk
Quelle
Hauptbehälter
Bahnhof Sebenico
km
Fig. 2.
1:100.
Fig. 2 a
Überlauf
Fig. 3.
Fig. 3 a.
Adriat. Meer
1:100.
Fig. 8.
305
1:30,
Fig. 9 a,
1:31.
Fig. 10.
Fig. 9.
18,4 m
H.W.
N.W.
1:159.
Fig. 10. a.
1:60
Fig. 13.
Fig. 13. a.
1:1000.
Fig. 12.
Section of
12 ft Penstock
for
Ticonderoga Pulp & Paper Co
Ticonderoga, N.Y.
Fig 15
1:480.


Fig. 4.
Überlauf
Fig. 4. a.
1:50.
Fig 5.
Wasserschloss
Absturzschacht
I. Entlastungskast.
II. Entlastungskasten
III. Entlast. kasten
Längen 1:25000
Höhen 1:2500
Fig. 6.
1:200.
Fig. 7.
Überlauf
Fig. 7. a.
1:100.
Fig. 11.
1:300.
36,50
26,50
Fig. 11 a.
Fig. 11 b
Fig. 11. c.
1:15.
Fig. 16. a.
1:300.
Fig. 16.
1:1400.
Fig. 17.
Fig. 17 a.
1:75.
Fig. 18.
Fig. 14.
Beton
Fig. 14. a.
15,0
1:205.
Fig 15 a.
1:120.


Fig. 1.
1:5.
Fig. 2.
H
1:5.
Fig. 6.
Fig. 7.
A
Fig. 11.
Fig. 11 a.
Fig. 12.
R
F
1:155.
Fig. 13.
F
R
1:300.
Fig. 14.
1:400.
Fig 14 a.
26.2
40
500
450
A
Fig. 14 b
a
b
c
Beton
1:50.

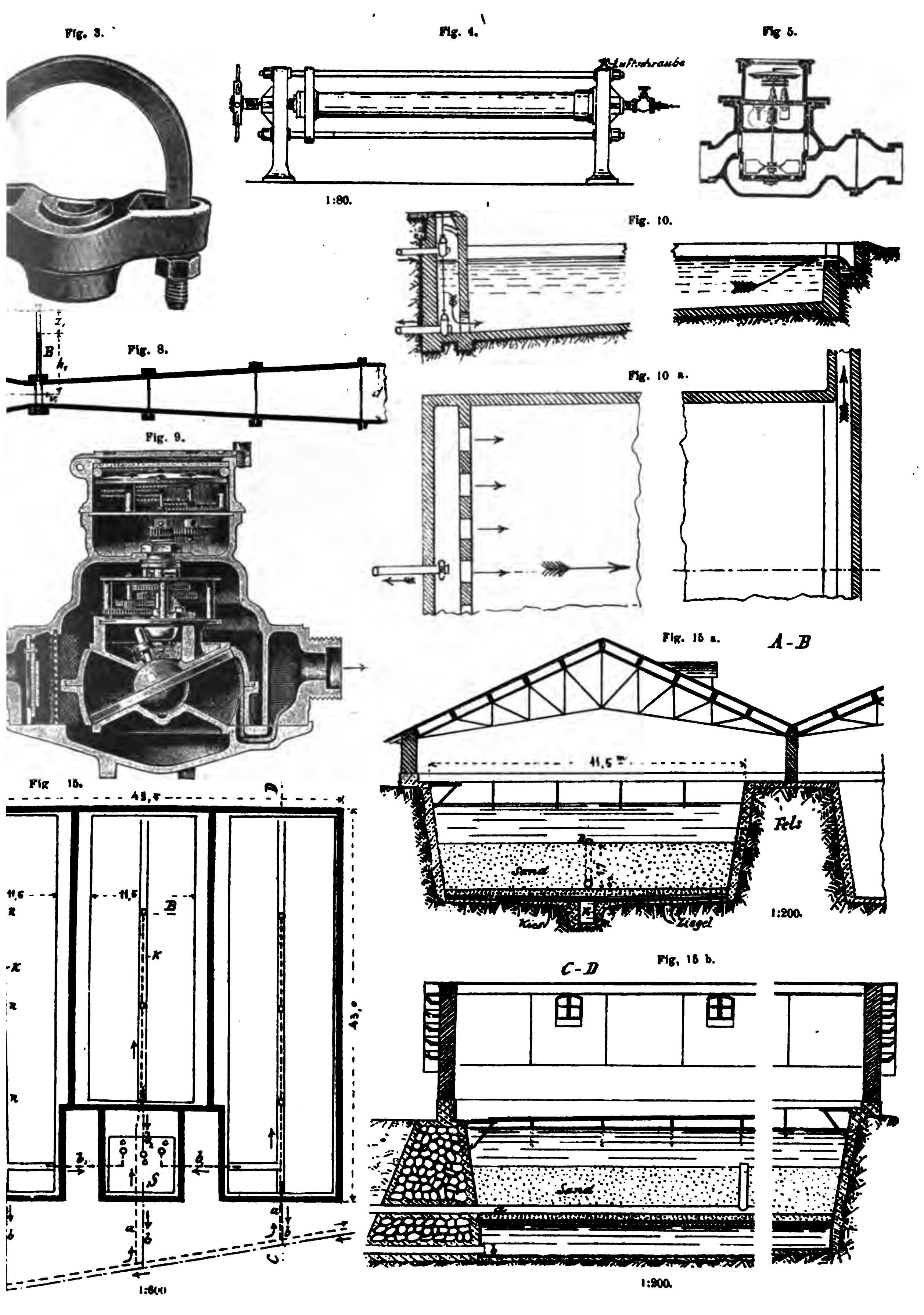
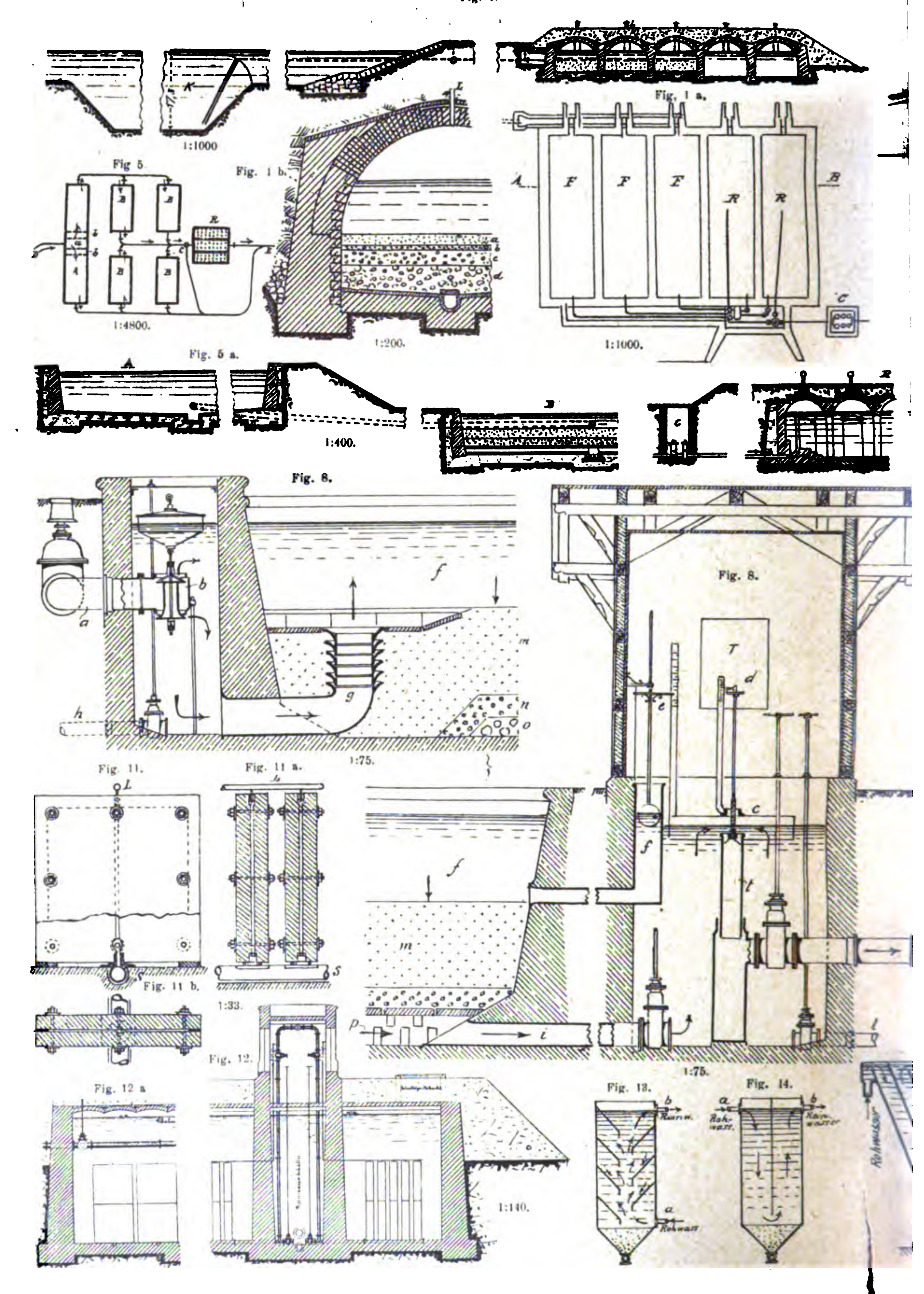
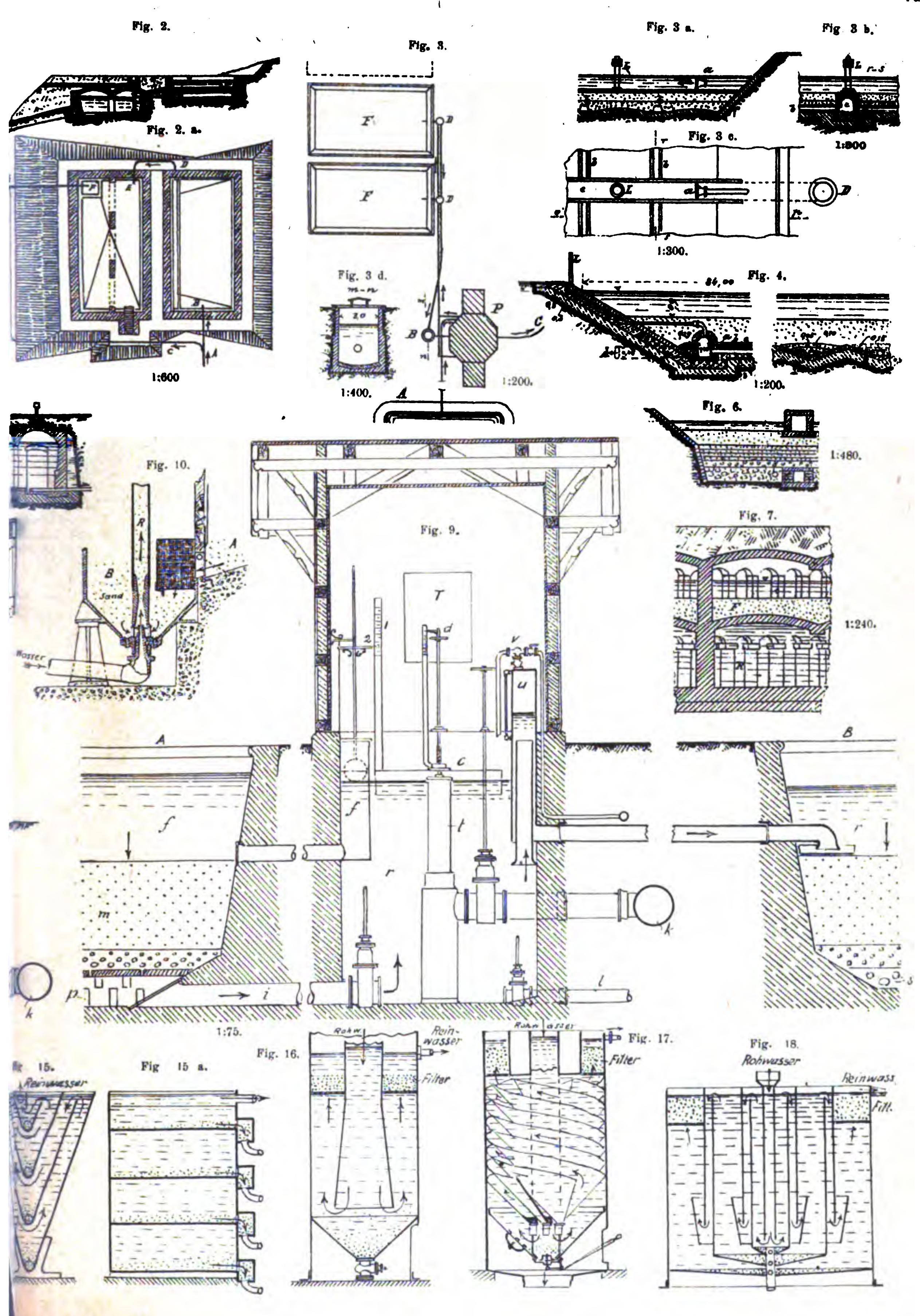
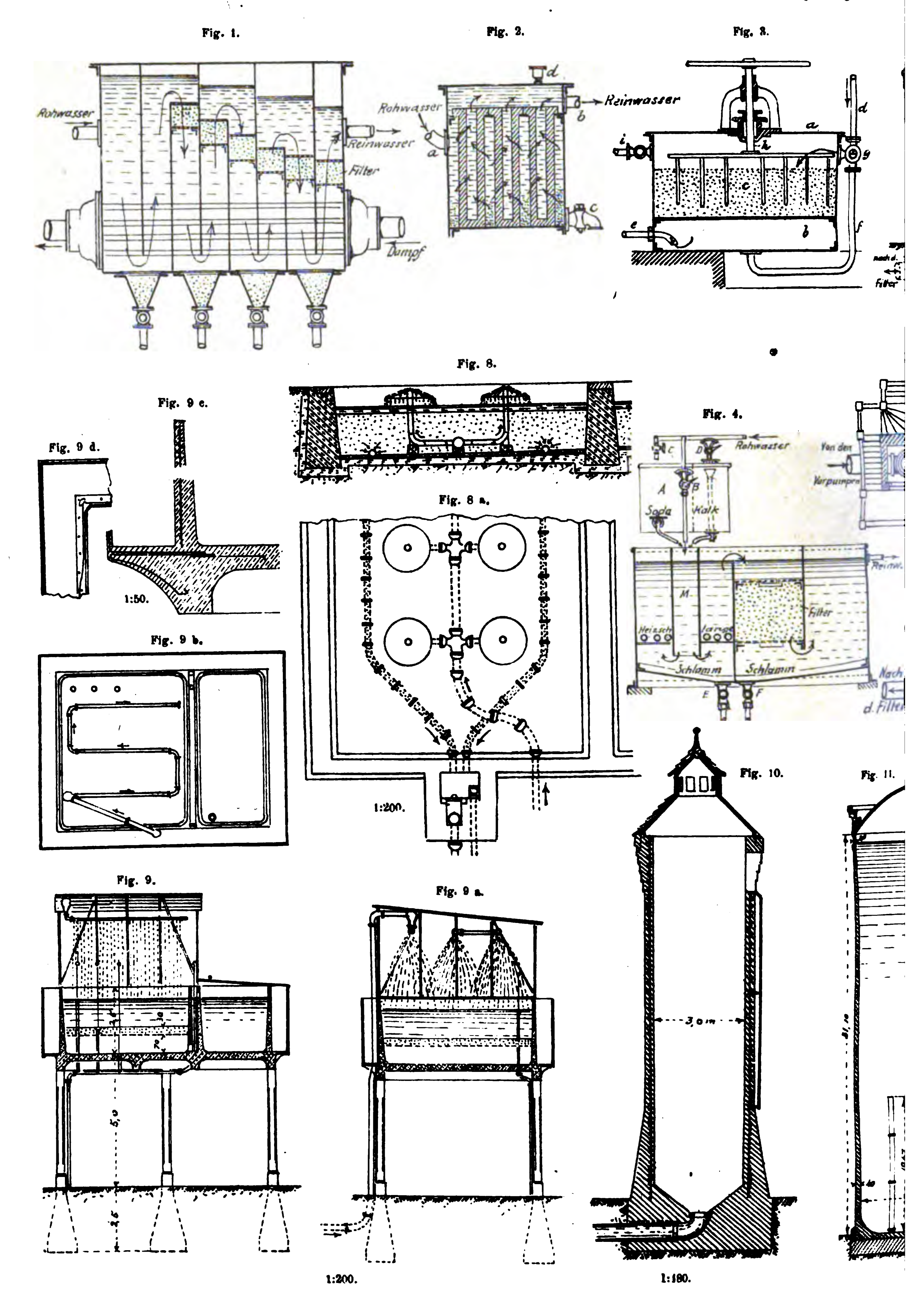


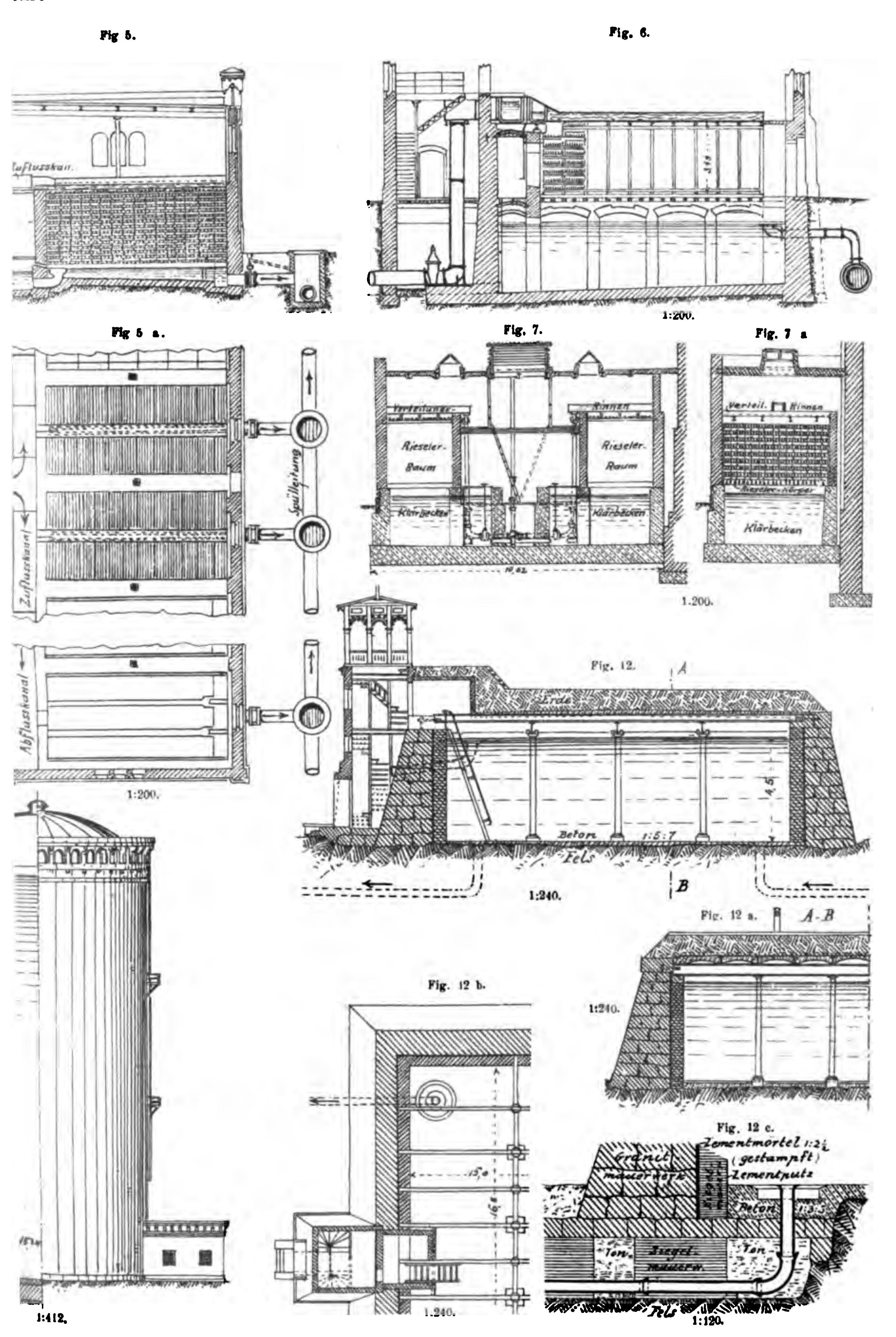
Fig. 3.
Fig. 4.
Luftschraube
1:80.
Fig 5.
Fig. 8.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 10 a.
Fig. 15 a.
A-B
11,5
Fels
Sand
Kies
Ziegel
1:200.
Fig. 15.
43,0
Fig. 15 b.
C-D
Sand
1:200.

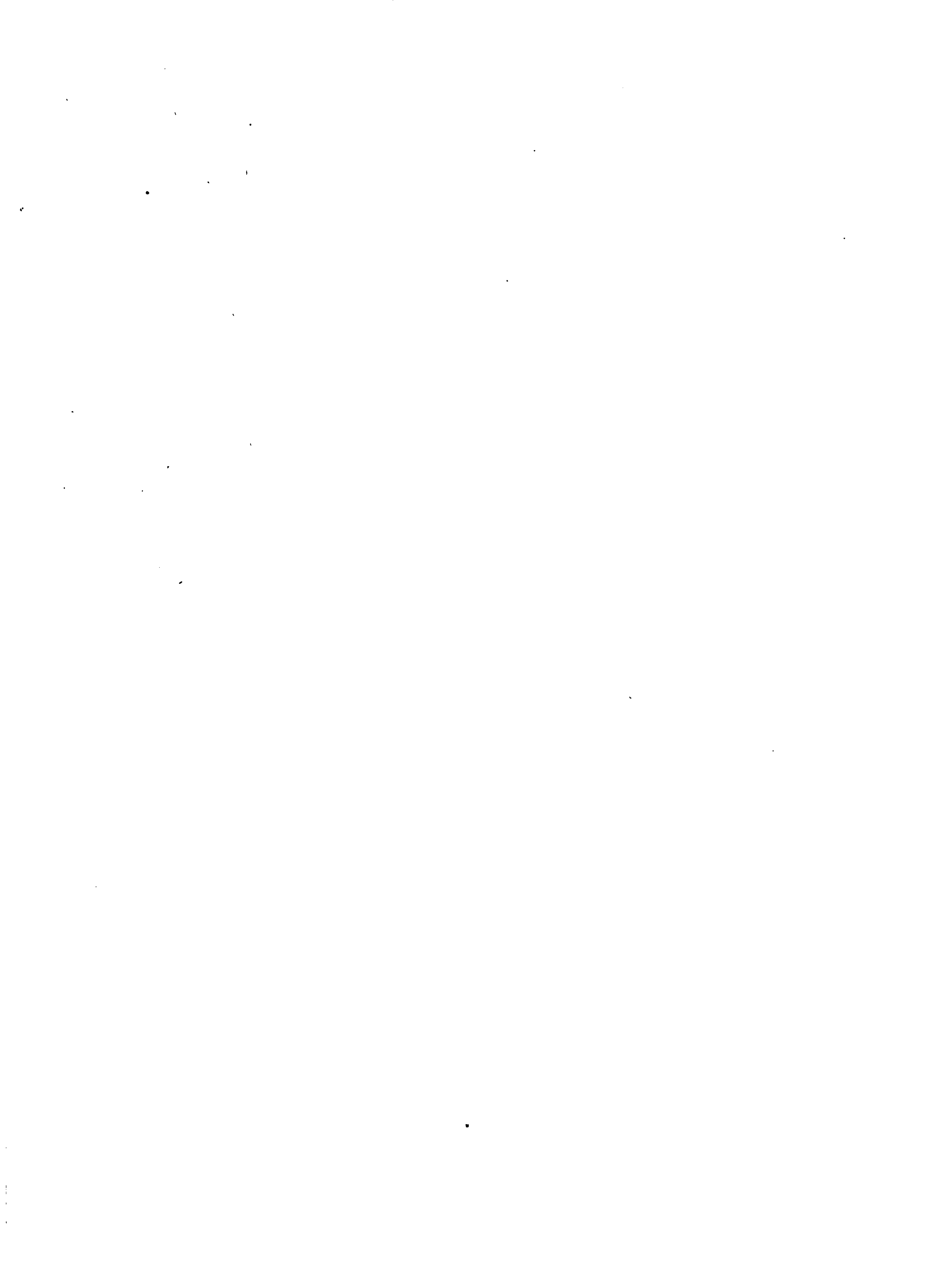


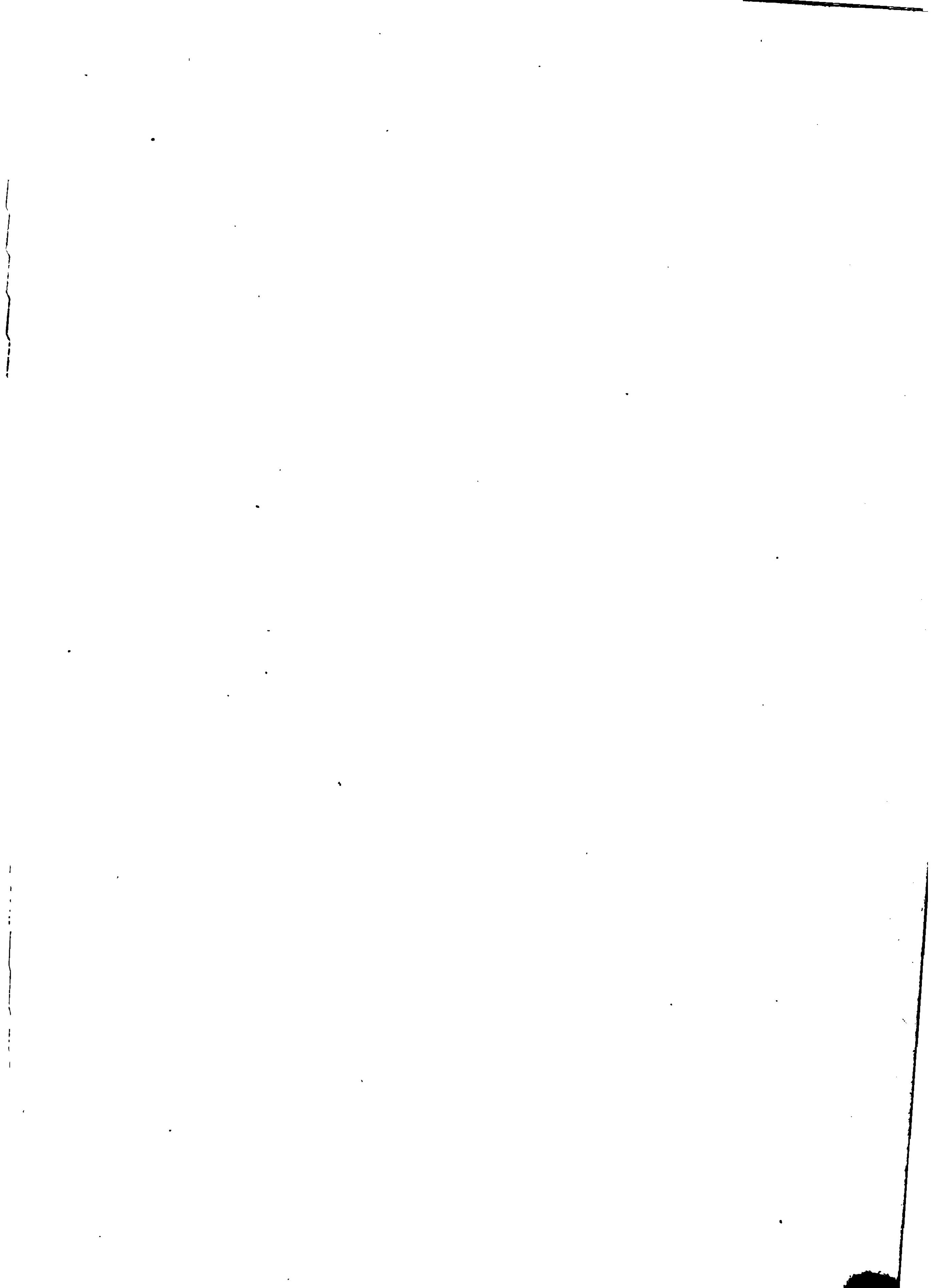

Fig. 1.
Fig. 1 a.
1:1000
Fig 5
Fig. 1 b.
1:4800.
1:200.
1:1000.
Fig. 5 a.
1:400.
Fig. 8.
1:75.
Fig. 8.
Fig. 11.
Fig. 11 a.
Fig. 11 b.
1:33.
Fig. 12.
Fig. 12 a
1:140.
1:75.
Fig. 13.
Fig. 14.
Rohwasser

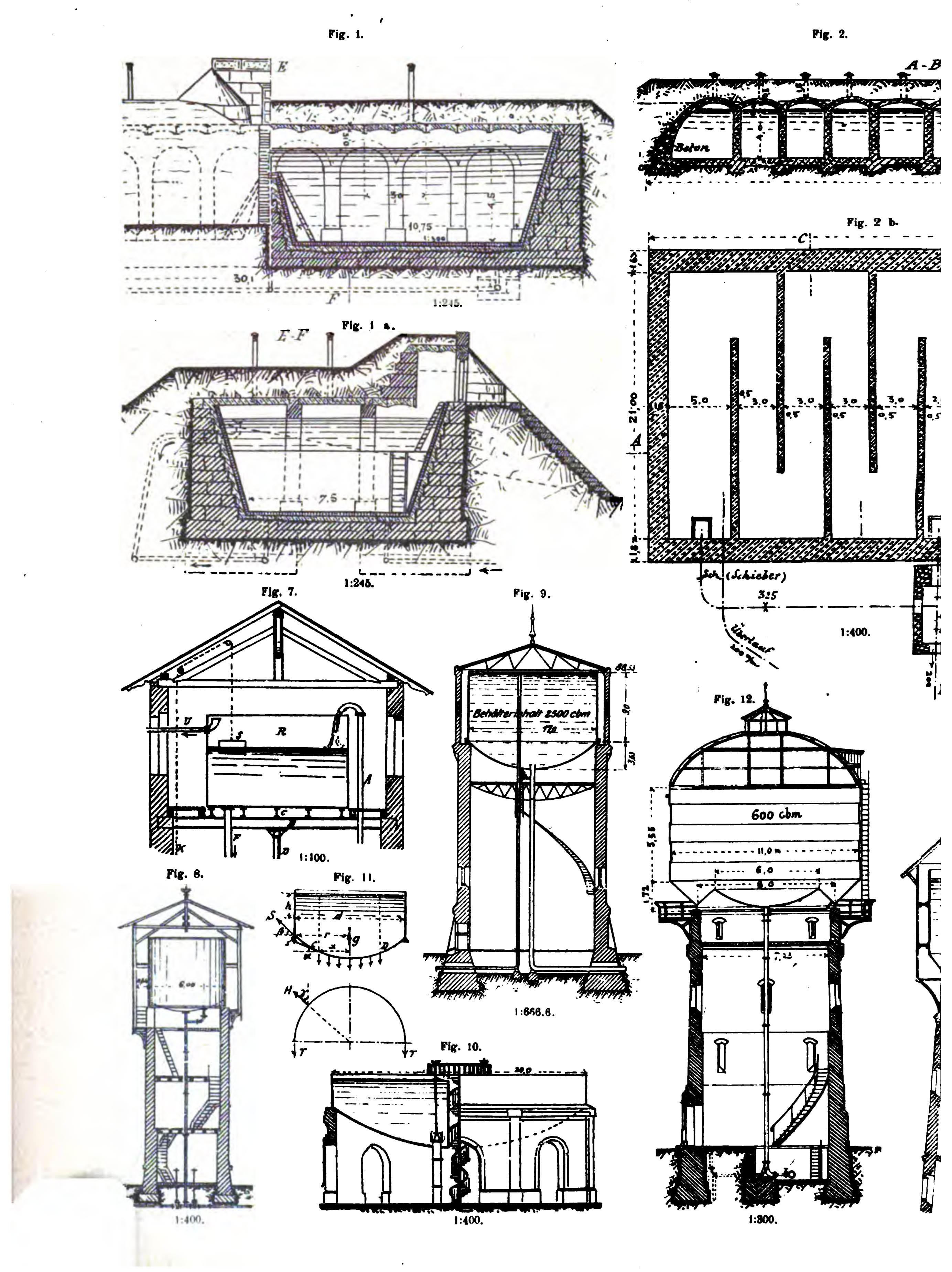

Fig. 2.
Fig. 2. a.
1:600
Fig. 3.
Fig. 3 a.
Fig. 3 b.
1:800
Fig. 3 c.
1:300.
Fig. 3 d.
1:400.
1:200.
Fig. 4.
1:200.
Fig. 6.
1:480.
Fig. 7.
1:240.
Fig. 9.
Fig. 10.
Wasser
Sand
1:75.
Fig. 15.
Reinwasser
Fig 15 a.
Fig. 16.
Rohw.
Rein-wasser
Filter
Fig. 17.
Filter
Fig. 18.
Rohwasser
Reinwass.
Filt.

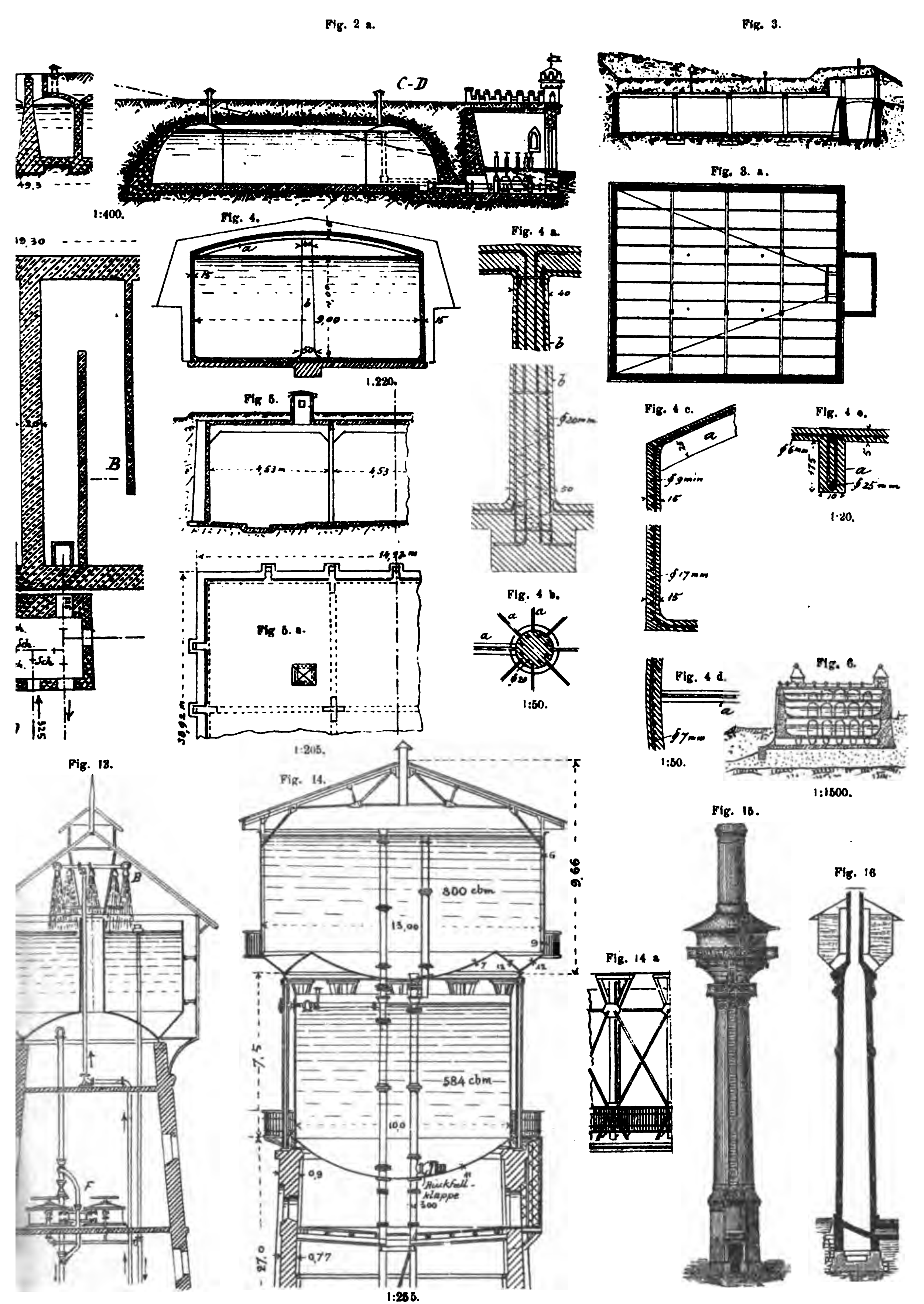

Fig. 1.
Rohwasser
Reinwasser
Filter
Dampf
Fig. 2.
d
Rohwasser
a
b
Reinwasser
c
Fig. 3.
a
h
i
g
d
c
b
e
f
Fig. 8.
Fig. 9 c.
Fig. 9 d.
1:50.
Fig. 8 a.
1:200.
Fig. 4.
C
D
Rohwasser
A
B
Soda
Kalk
M
Filter
Reinw.
Schlamm
Schlamm
E
F
Fig. 9 b.
Fig. 9.
5,0
Fig. 9 a.
Fig. 10.
3,0 m
Fig. 11.
1:200.
1:160.

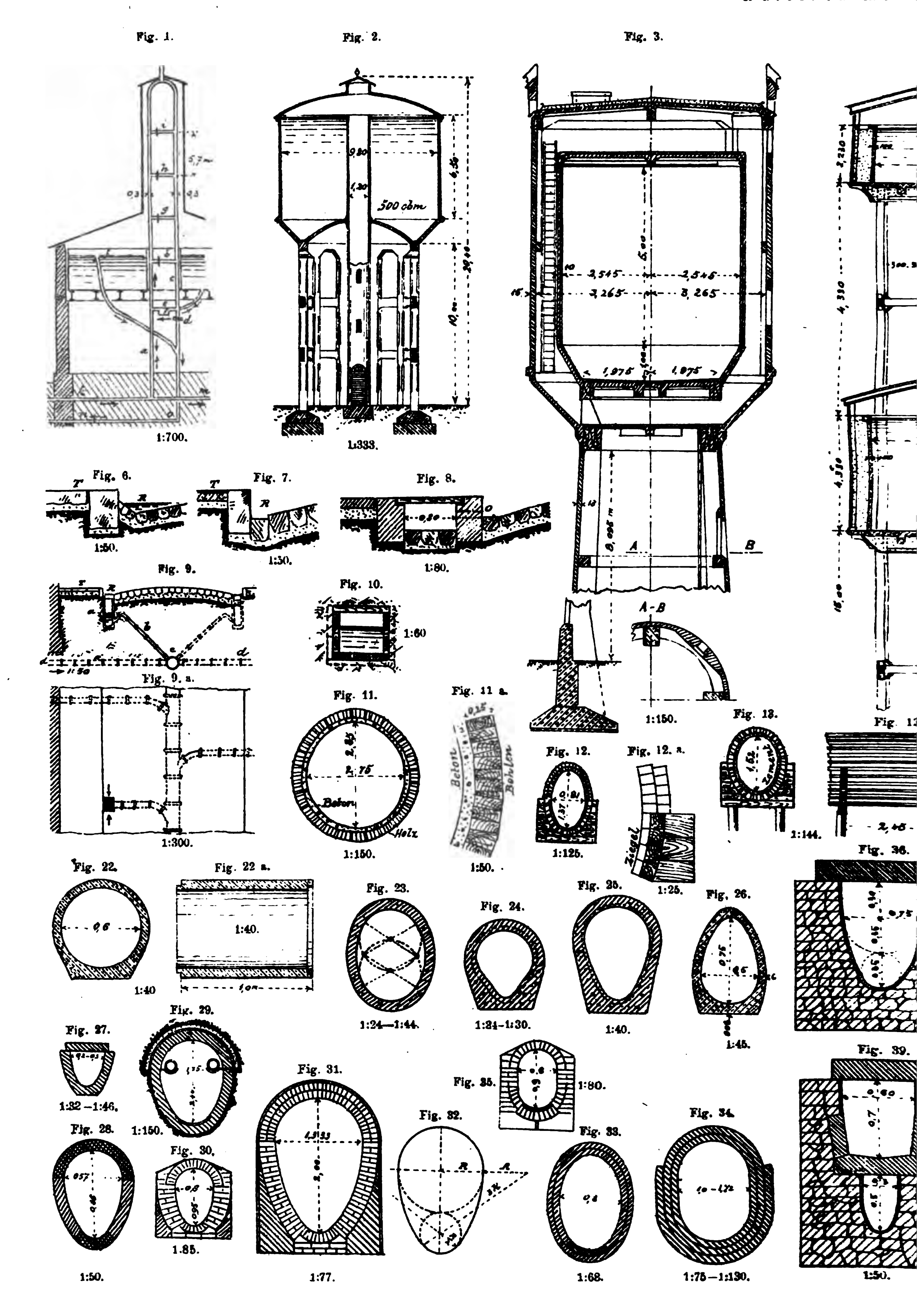

Fig 5.
Zuflusskan.
Fig. 6.
1:200.
Fig 5 a.
Spülleitung
Zuflusskanal
Abflusskanal
1:200.
Fig. 7.
Verteilungs-
Rinnen
Rieseler-
Raum
Klärbecken
Fig. 7 a
Verteil.
Rinnen
Klärbecken
1:200.
Fig. 12.
A
Erde
Beton
Fels
B
1:240.
Fig. 12 a.
A-B
1:240.
Fig. 12 b.
1:240.
Fig. 12 c.
Zementmörtel
(gestampft)
Zementputz
Granit-
mauerwerk
Beton
Ziegel-
mauerw.
Ton
Fels
1:120.
1:412.

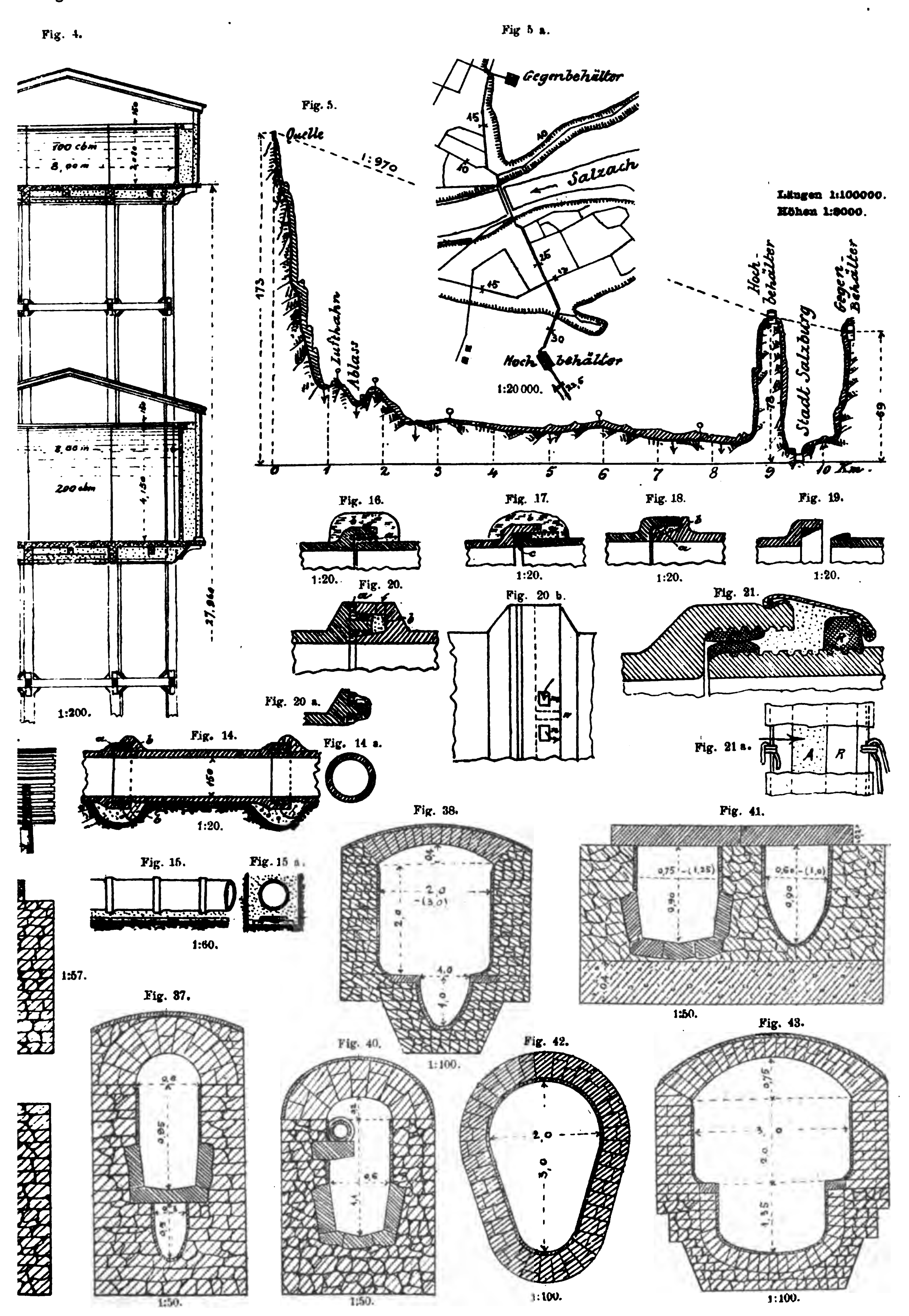





Fig. 1.
E
F
30
10.75
4.5
1:245.
Fig. 1 a.
E-F
7.6
1:245.
Fig. 2.
A-B
Beton
Fig. 2 b.
C
A
5.0
3.0
21.00
Sch. (Schieber)
3.5
Überlauf
1:400.
Fig. 7.
U
R
A
1:100.
Fig. 8.
6.00
1:400.
Fig. 11.
g
H
T
Fig. 9.
Behälterinhalt 2500 cbm
1:666.6.
Fig. 10.
20.0
1:400.
Fig. 12.
600 cbm
11,0 m
6,0
1:300.


Fig. 2 a.
Fig. 3.
C-D
1:400.
Fig. 3. a.
Fig. 4.
Fig. 4 a.
9,00
1.220.
Fig 5.
4,53 m
4,53
B
Fig 5. a.
14,92 m
38,92 m
Fig. 4 c.
Fig. 4 e.
1:20.
Fig. 4 b.
1:50.
Fig. 4 d.
1:50.
Fig. 6.
1:1500.
1:205.
Fig. 13.
Fig. 14.
800 cbm
13,00
9,66
584 cbm
10,0
Rückfall-Klappe
7,5
27,0
Fig. 14 a
Fig. 15.
Fig. 16
1:255.


Fig. 1.
1:700.
Fig. 2.
500 cbm
1:333.
Fig. 3.
A
B
A-B
1:150.
Fig. 6.
1:50.
Fig. 7.
1:50.
Fig. 8.
1:80.
Fig. 9.
Fig. 9. a.
1:300.
Fig. 10.
1:60
Fig. 11.
Beton
Holz
1:150.
Fig. 11 a.
Beton
Bohlen
1:50.
Fig. 12.
1:125.
Fig. 12. a.
Ziegel
1:25.
Fig. 13.
Zement
1:144.
Fig. 22.
1:40
Fig. 22 a.
1:40.
Fig. 23.
1:24—1:44.
Fig. 24.
1:24-1:30.
Fig. 25.
1:40.
Fig. 26.
1:45.
Fig. 27.
1:32 -1:46.
Fig. 28.
1:50.
Fig. 29.
1:150.
Fig. 30.
1.85.
Fig. 31.
1:77.
Fig. 32.
Fig. 33.
1:68.
Fig. 34.
1:75—1:130.
Fig. 35.
1:80.
Fig. 36.
Fig. 39.
1:50.


Fig. 4.
Fig. 5 a.
Fig. 5.
Gegenbehälter
Salzach
Hochbehälter
1:20000.
Quelle
1:970
Längen 1:100000.
Höhen 1:8000.
Luftbahn
Ablass
Hochbehälter
Stadt Salzburg
Gegen-Behälter
10 Km.
1:200.
Fig. 16.
Fig. 17.
Fig. 18.
Fig. 19.
Fig. 20.
Fig. 20 b.
Fig. 21.
Fig. 20 a.
Fig. 21 a.
Fig. 14.
Fig. 14 a.
Fig. 15.
Fig. 15 a.
1:60.
1:57.
Fig. 38.
Fig. 41.
1:100.
1:50.
Fig. 37.
Fig. 40.
Fig. 42.
Fig. 43.
1:20.

Abzug

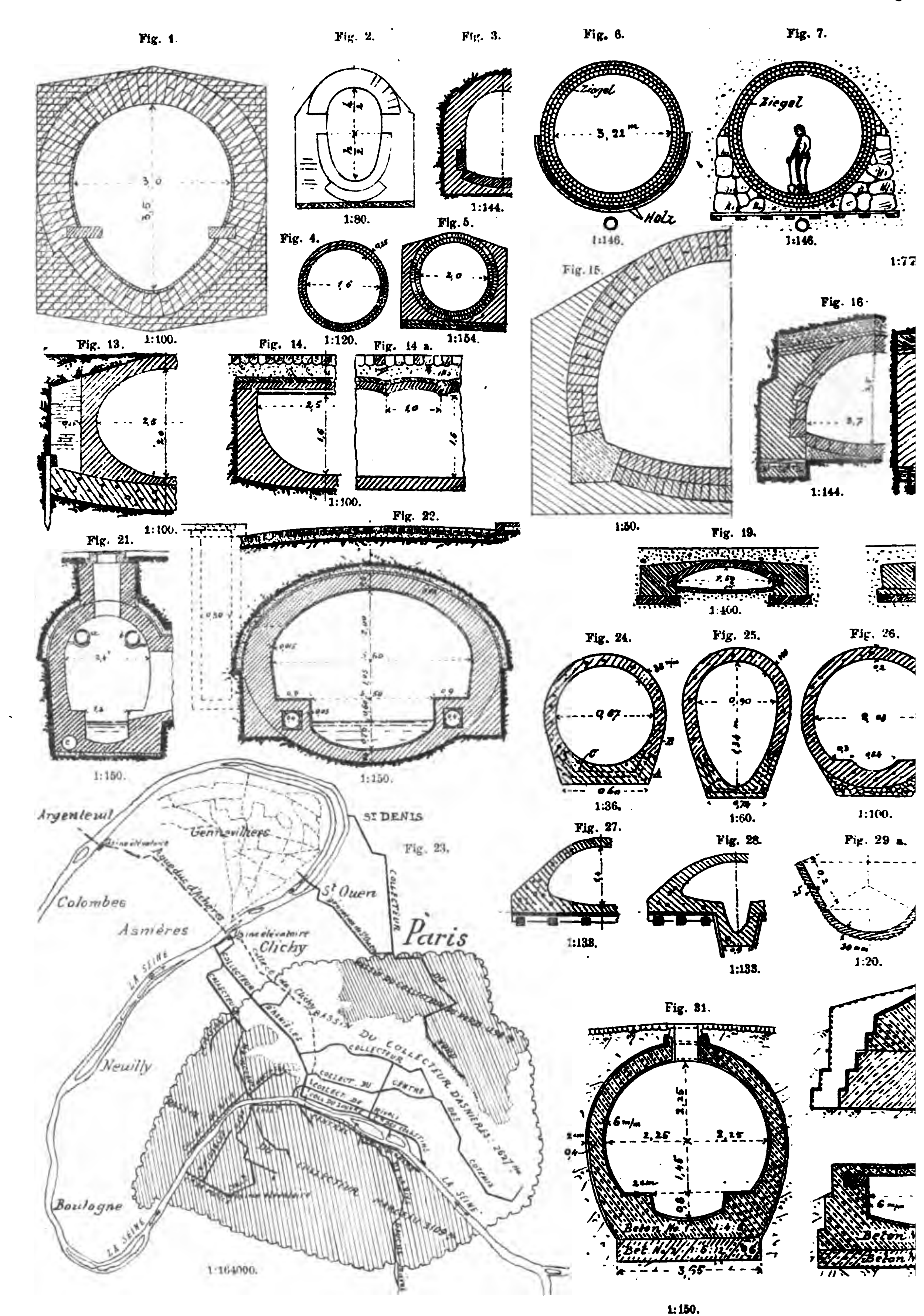
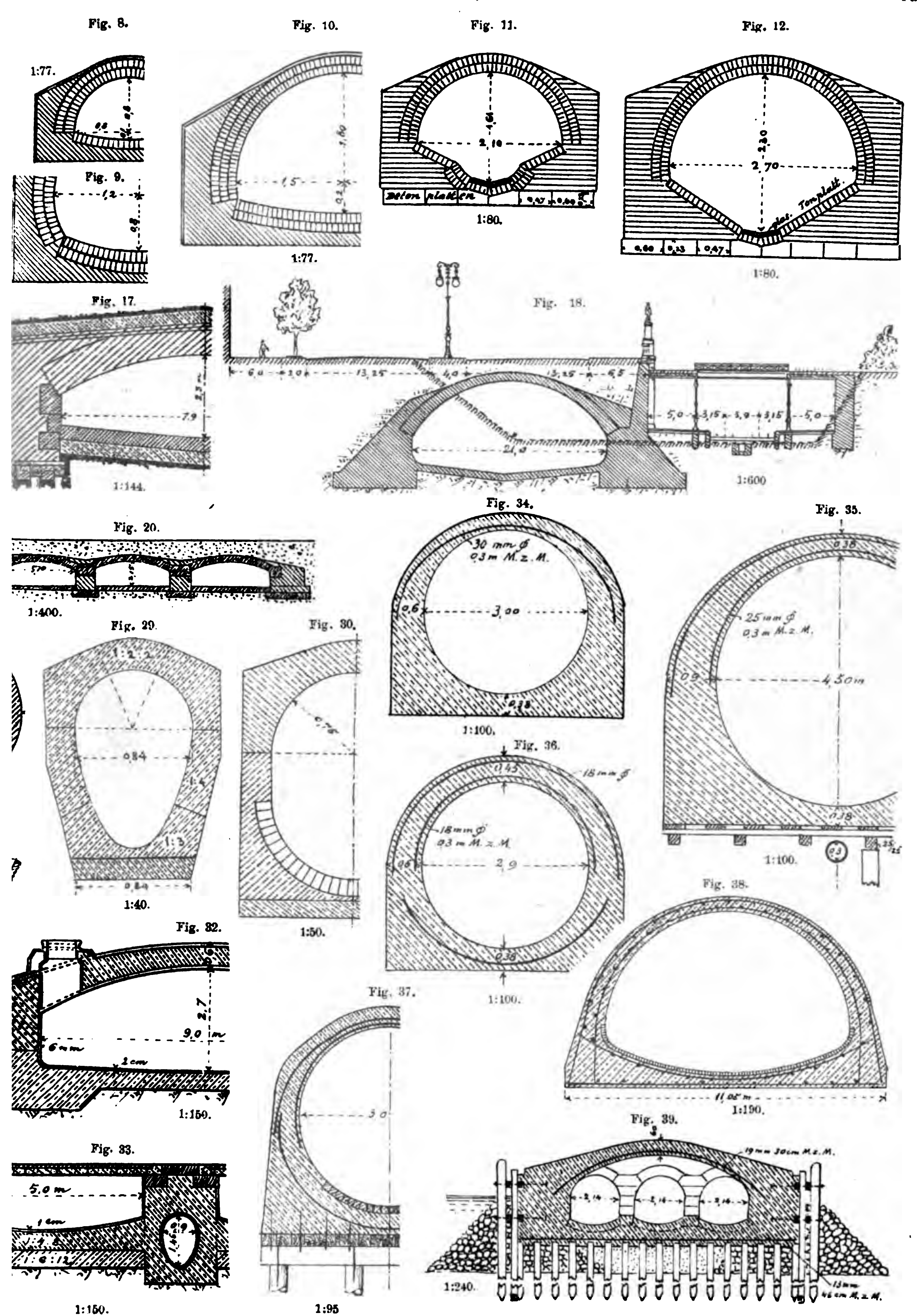
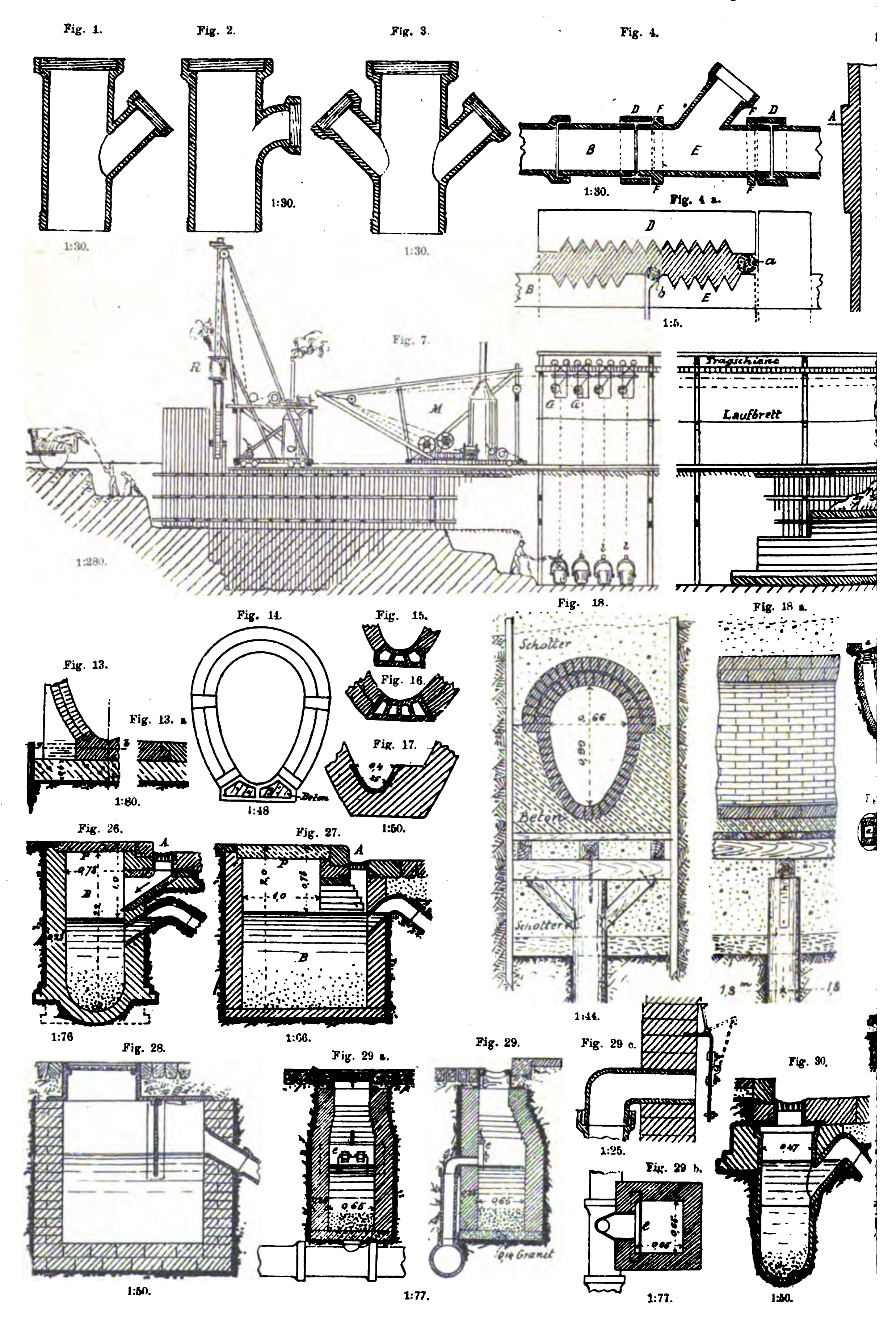
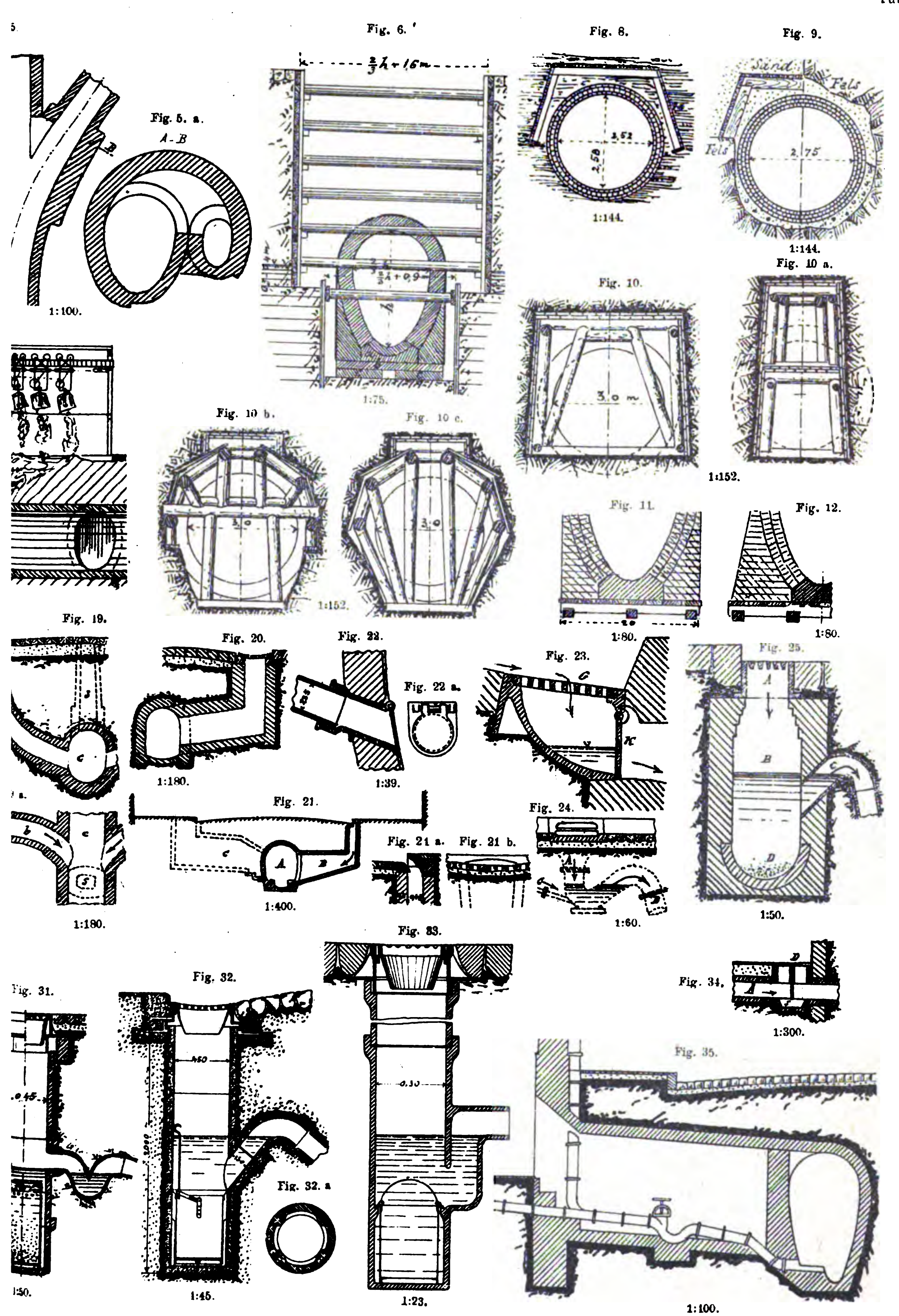
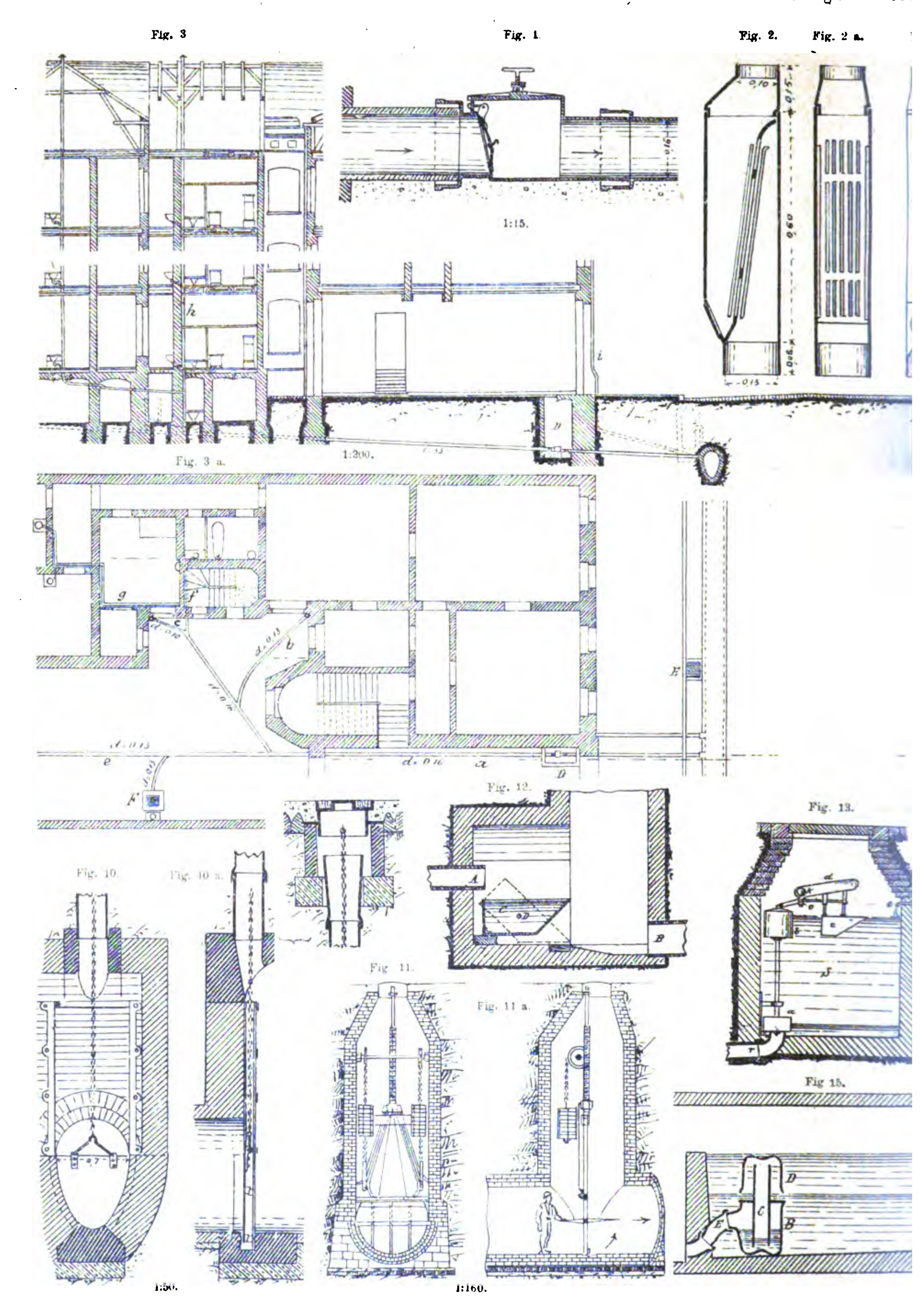


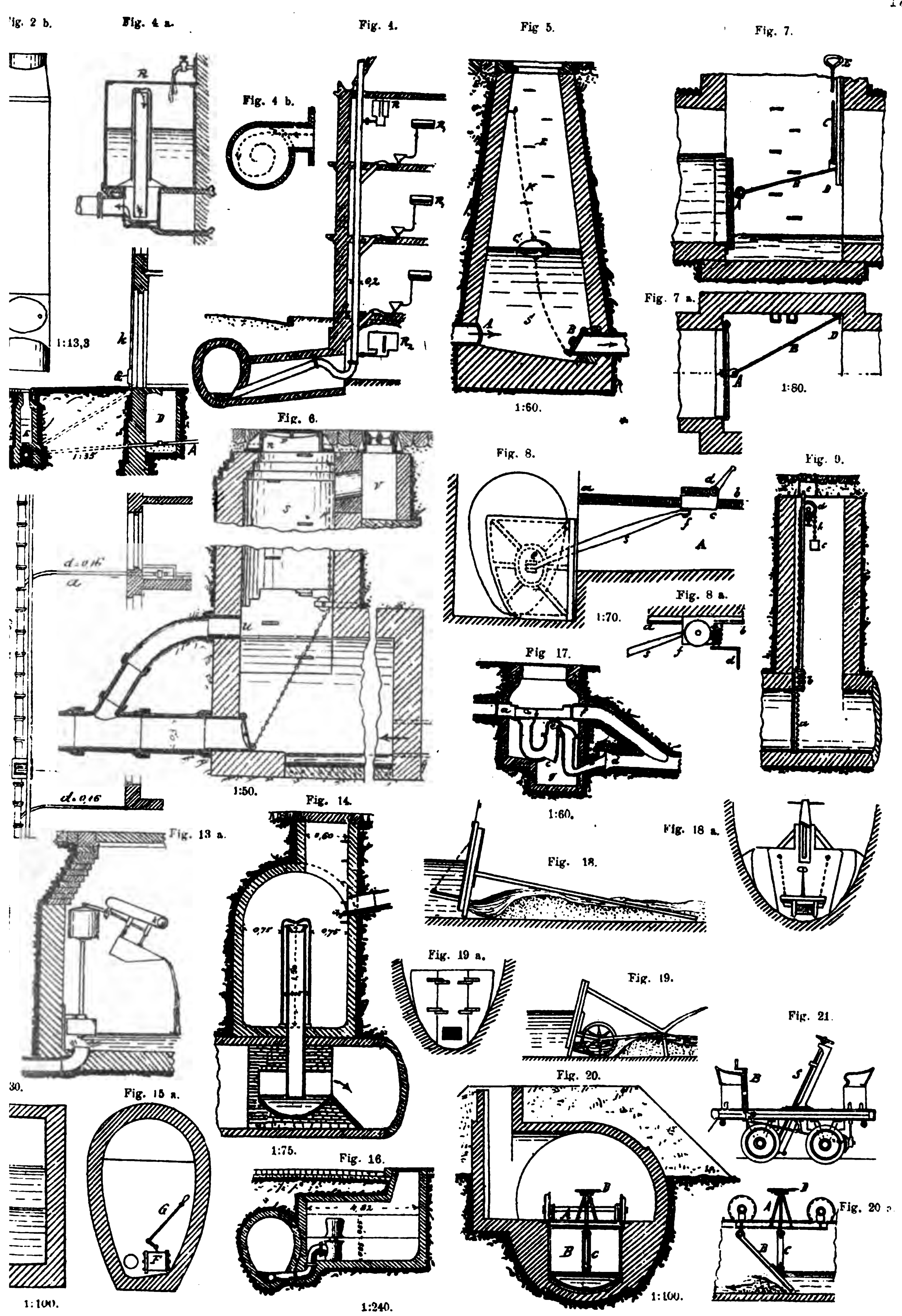
Fig. 1.
1:100.
Fig. 2.
1:80.
Fig. 3.
1:144.
Fig. 4.
1:120.
Fig. 5.
1:154.
Fig. 6.
Ziegel
Holz
1:146.
Fig. 7.
Ziegel
1:146.
Fig. 13.
1:100.
Fig. 14.
Fig. 14 a.
1:100.
Fig. 15.
1:50.
Fig. 16.
1:144.
Fig. 19.
1:400.
Fig. 21.
1:150.
Fig. 22.
1:150.
Fig. 23.
Argenteuil
Gennevilliers
ST DENIS
Colombes
St Ouen
Asnières
Clichy
Paris
LA SEINE
Neuilly
Boulogne
1:164000.
Fig. 24.
1:36.
Fig. 25.
1:60.
Fig. 26.
1:100.
Fig. 27.
1:138.
Fig. 28.
1:133.
Fig. 29 a.
1:20.
Fig. 31.
Beton
1:150.


Fig. 8.
1:77.
Fig. 9.
Fig. 10.
1:77.
Fig. 11.
2,10
1:80.
Fig. 12.
2,70
1:80.
Fig. 17.
7,9
1:144.
Fig. 18.
1:600
Fig. 20.
1:400.
Fig. 29.
0,84
1:40.
Fig. 30.
1:50.
Fig. 34.
30 mm ∅
0,3 m M. z. M.
3,00
1:100.
Fig. 35.
25 mm ∅
0,3 m M. z. M.
4,50 m
1:100.
Fig. 36.
18 mm ∅
0,3 m M. z. M.
2,9
1:100.
Fig. 38.
11,05 m
1:190.
Fig. 32.
9,0 m
1:150.
Fig. 33.
5,0 m
1:150.
Fig. 37.
1:95
Fig. 39.
1:240.

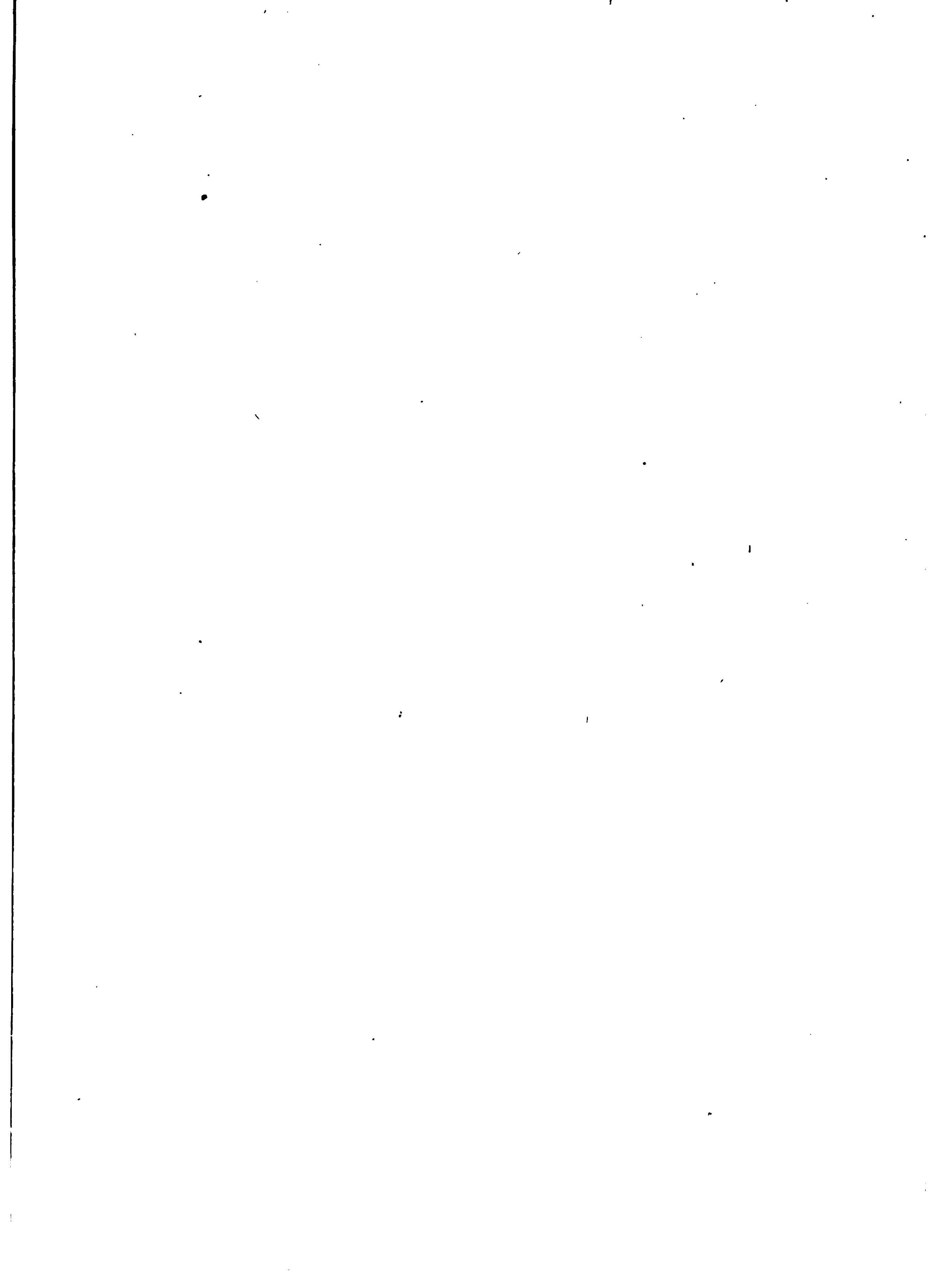

Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 3.
Fig. 4.
1:30.
1:30.
1:30.
D
F
B
E
1:30.
Fig. 4 a.
a
b
1:5.
Fig. 7.
R
M
G
Fragschiene
Laufbrett
1:280.
Fig. 13.
Fig. 13. a
1:80.
Fig. 14.
Beton
1:48
Fig. 15.
Fig. 16.
Fig. 17.
1:50.
Fig. 18.
Schotter
0,66
0,90
Beton
Schotter
1:44.
Fig. 18 a.
Fig. 26.
A
P
B
1:76
Fig. 27.
A
P
B
1:66.
Fig. 28.
1:50.
Fig. 29 a.
0,65
1:77.
Fig. 29.
0,65
0,14 Granit
Fig. 29 c.
1:25.
Fig. 29 b.
1:77.
Fig. 30.
0,47
1:50.

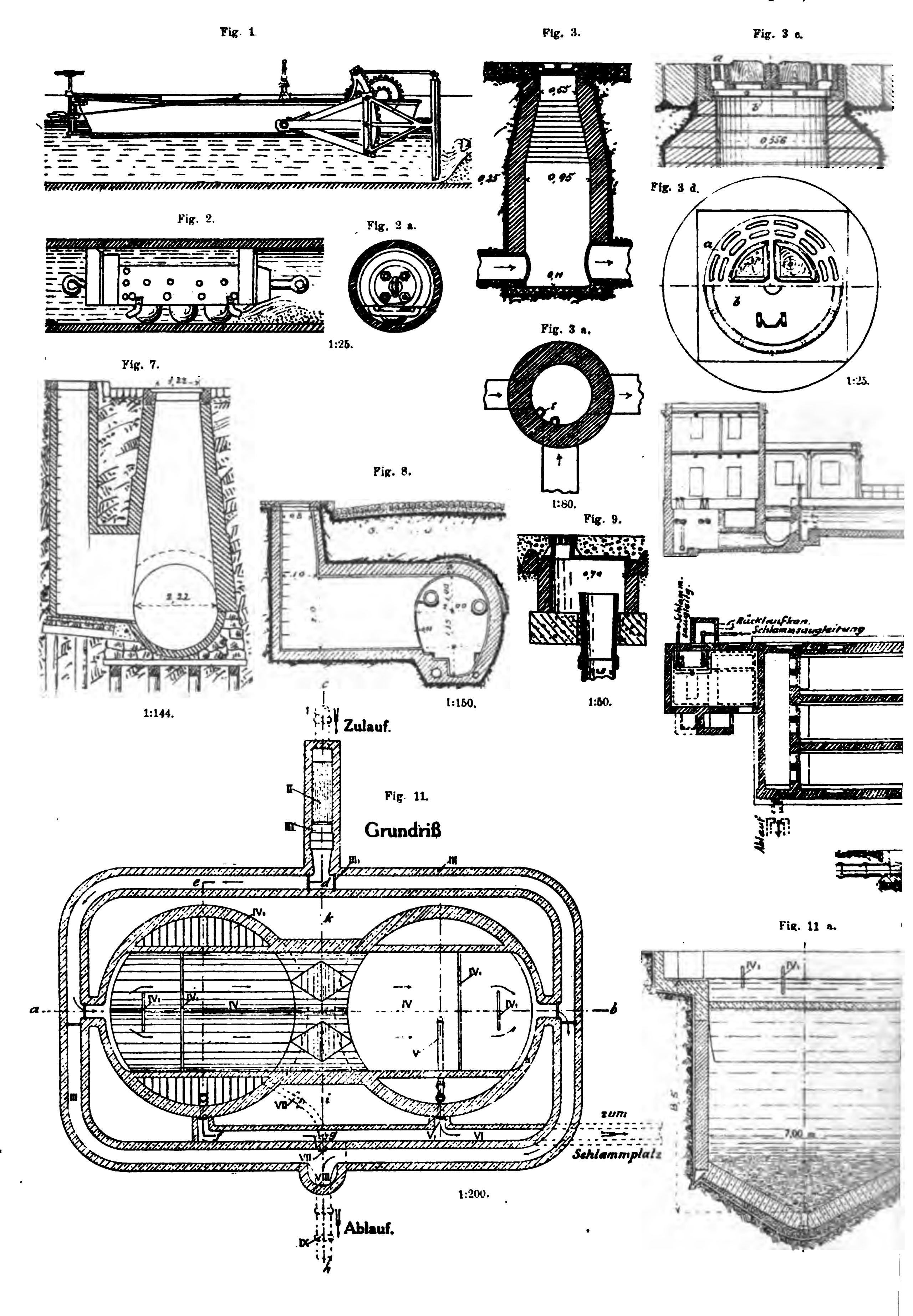

Fig. 5. a.
A-B
1:100.
Fig. 6.
1:75.
Fig. 8.
1:144.
Fig. 9.
Sand
Fels
Fels
1:144.
Fig. 10 a.
Fig. 10.
3,0 m
1:152.
Fig. 10 b.
Fig. 10 c.
1:152.
Fig. 11.
1:80.
Fig. 12.
1:80.
Fig. 19.
1:180.
Fig. 20.
1:180.
Fig. 22.
Fig. 22 a.
1:39.
Fig. 23.
Fig. 25.
1:50.
Fig. 21.
1:400.
Fig. 21 a.
Fig. 21 b.
Fig. 24.
1:60.
Fig. 31.
1:50.
Fig. 32.
1:45.
Fig. 32. a
Fig. 33.
1:23.
Fig. 34.
1:300.
Fig. 35.
1:100.

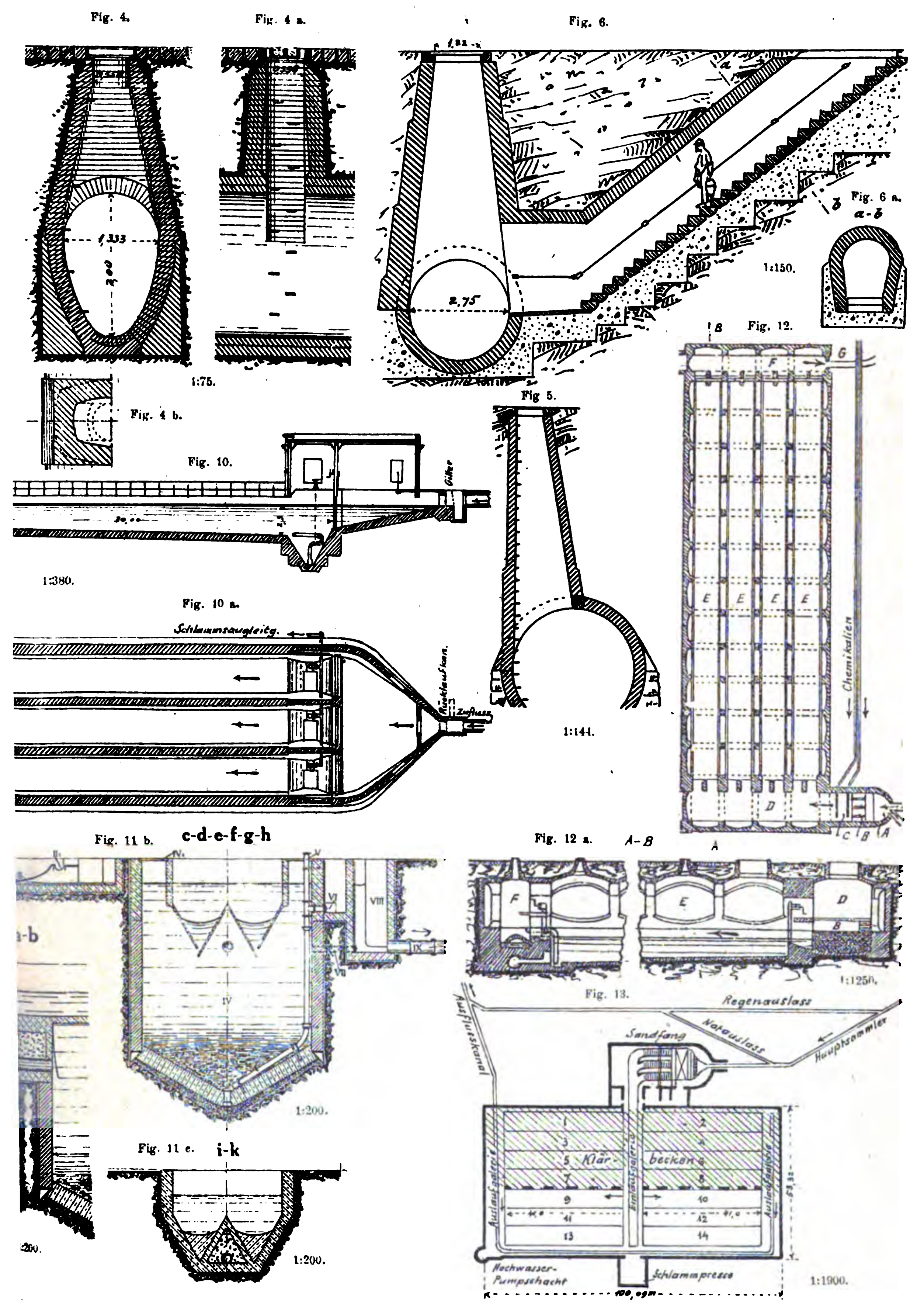

Fig. 3
Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:15.
Fig. 3 a.
1:200.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 10.
Fig. 10 a.
Fig. 11.
Fig. 11 a.
Fig 15.
1:50.
1:160.


Fig. 2 b.
Fig. 4 a.
Fig. 4.
Fig. 4 b.
Fig. 5.
Fig. 7.
Fig. 7 a.
1:13,3
1:35
1:60.
1:60.
Fig. 6.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
Fig. 9.
1:70.
Fig. 17.
1:50.
1:60.
Fig. 14.
Fig. 13 a.
Fig. 18.
Fig. 18 a.
Fig. 19 a.
Fig. 19.
Fig. 20.
Fig. 21.
Fig. 15 a.
1:75.
Fig. 16.
Fig. 20 a.
1:100.
1:240.
1:100.






Fig. 1.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
1:25.
Fig. 3.
0,65
0,95
0,25
Fig. 3 a.
1:80.
Fig. 3 c.
0,556
Fig. 3 d.
1:25.
Fig. 7.
2,22
1:144.
Fig. 8.
1:150.
Fig. 9.
0,70
1:50.
Rücklaufkan.
Schlammsaugleitung
Ablauf
Zulauf.
Fig. 11.
Grundriß
zum
Schlammplatz
1:200.
Ablauf.
Fig. 11 a.
8,5
7,00 m


Fig. 4.
Fig. 4 a.
Fig. 6.
1,333
1:75.
Fig. 4 b.
2,75
Fig. 6 a.
a-b
1:150.
Fig. 12.
Fig 5.
Fig. 10.
Gitter
1:380.
Fig. 10 a.
Schlammsaugleitg.
Rücklaufkan.
Zufluss
Chemikalien
1:144.
Fig. 11 b.
c-d-e-f-g-h
Fig. 12 a.
A-B
1:1250.
Fig. 13.
Regenauslass
Notauslass
Hauptsammler
Sandfang
Klär
becken
Auslaufkanal
Auslaufgalerie
1:200.
Fig. 11 c.
i-k
1:200.
Hochwasser-
Pumpschacht
Schlammpresse
100,09 m
1:1900.

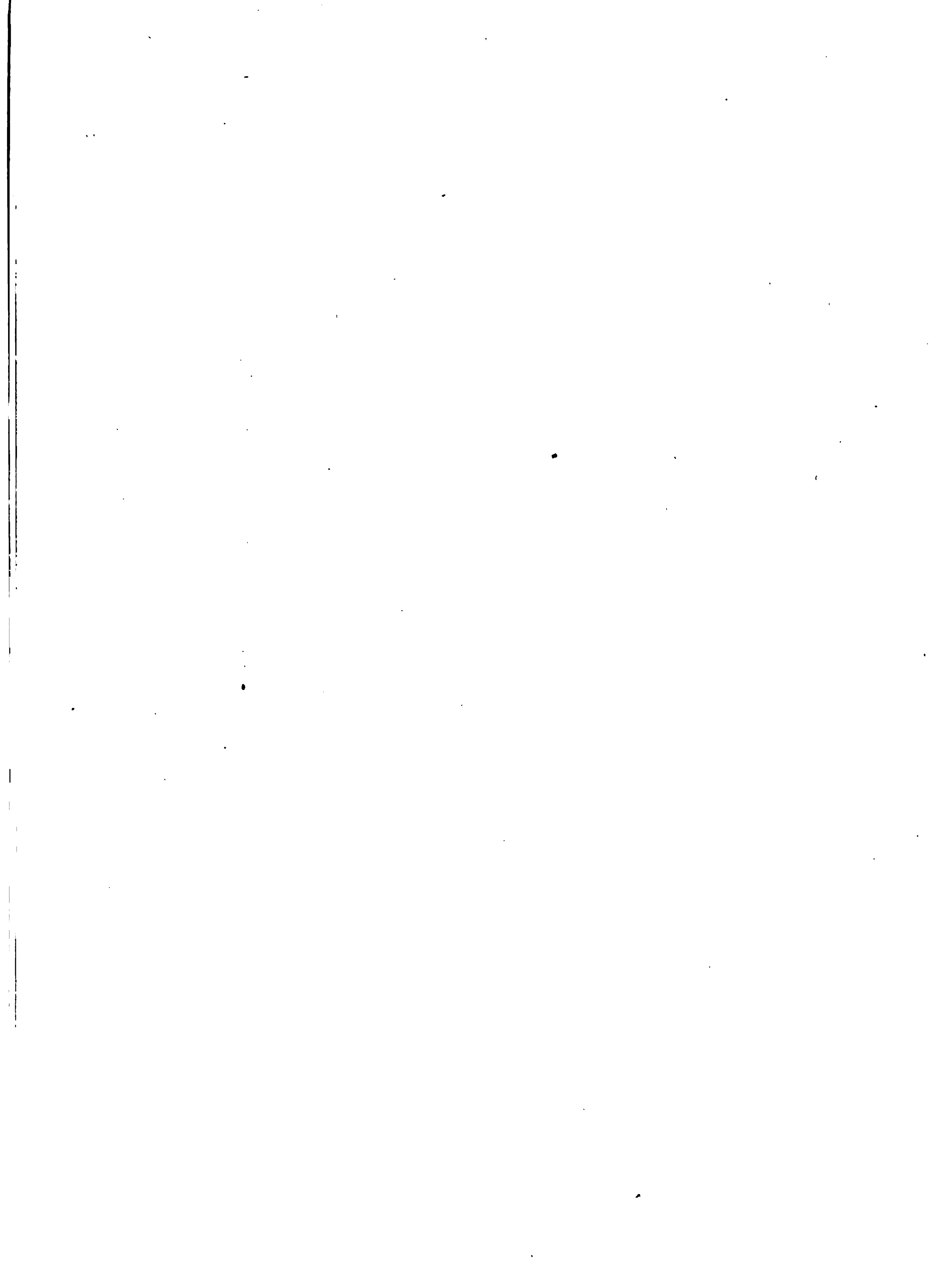
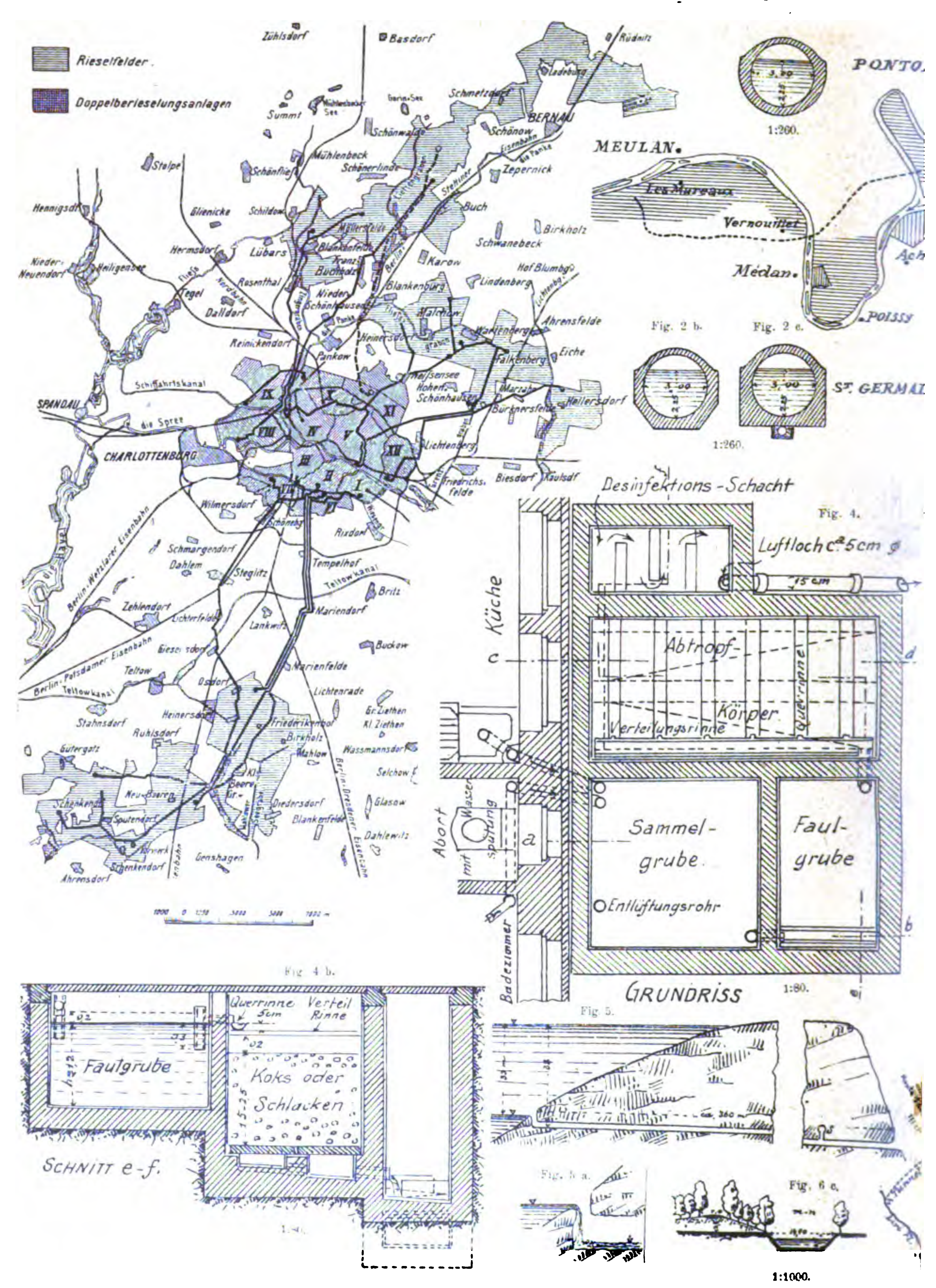


Fig. 1.

Fig. 2 a.



1:260.

Fig. 2 b. Fig. 2 c.

1:260.

Fig. 4.

1:80.

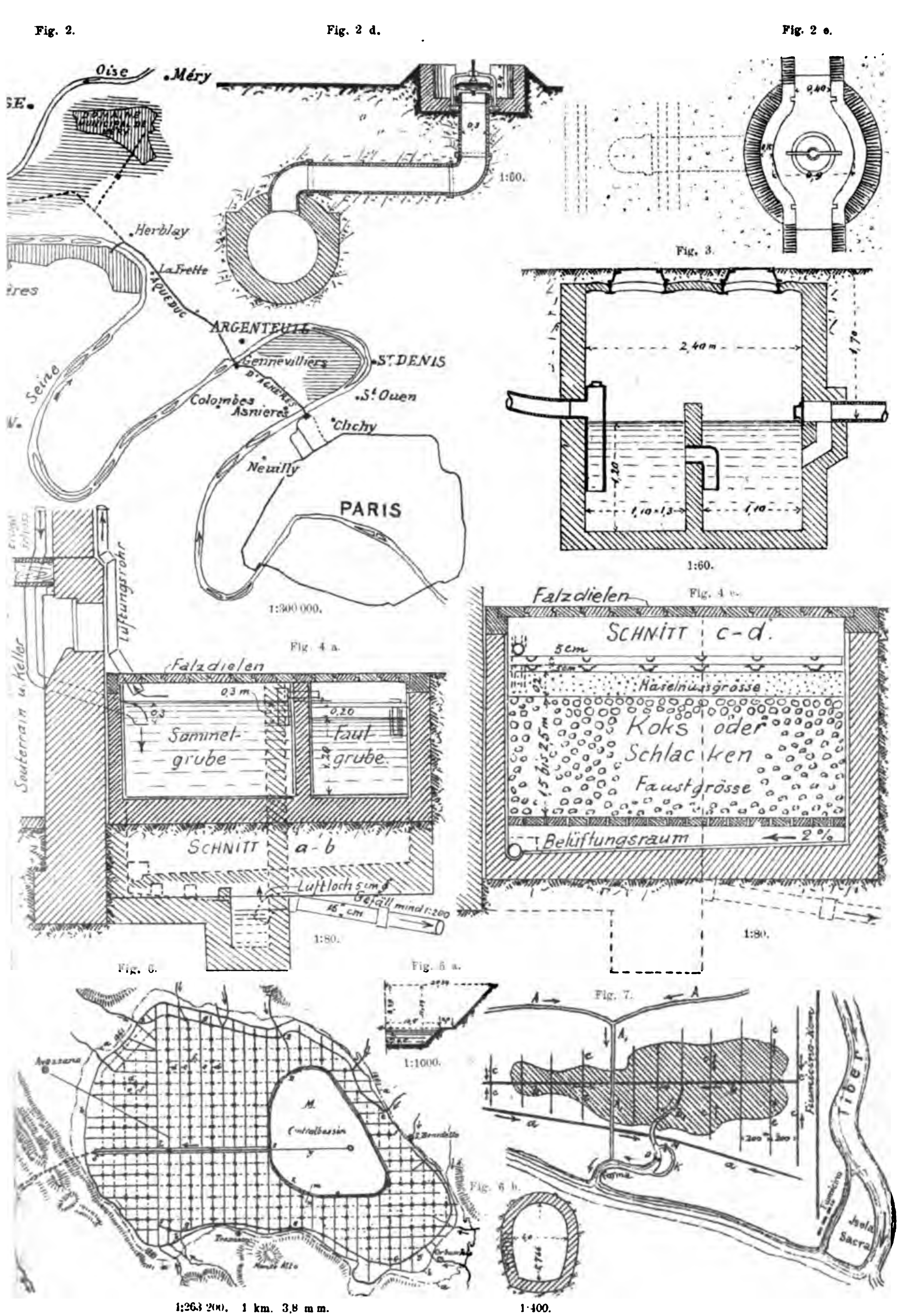
Fig. 4 b.

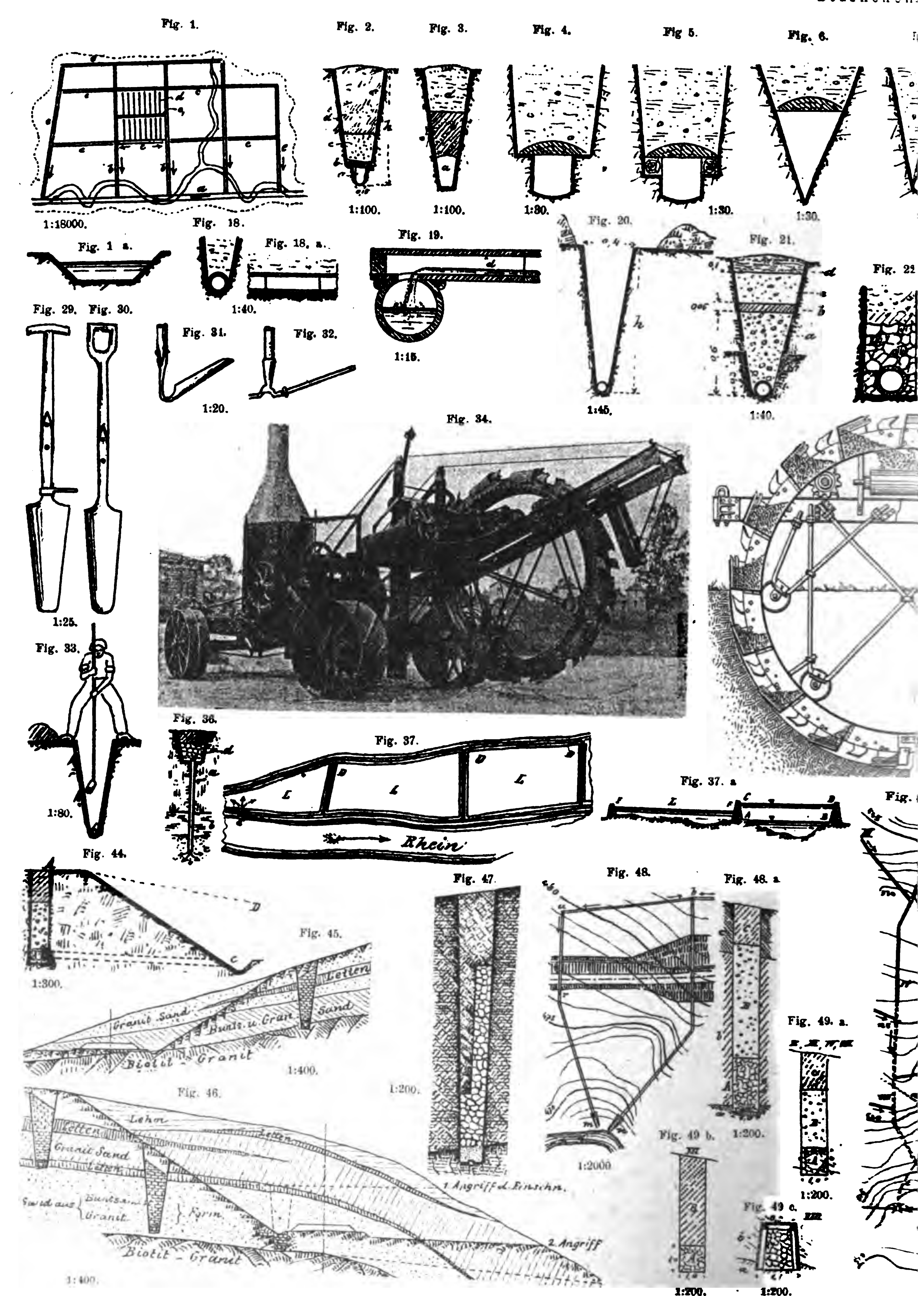
Fig. 5.

Fig. 5 a.

Fig. 6 c.

1:1000.


Fig. 2.
Oise
Méry
Herblay
La Frette
AQUEDUC
ARGENTEUIL
Gennevilliers
ST DENIS
St Ouen
Colombes
Asnières
Clichy
Neuilly
PARIS
Seine
1:300 000.
Fig. 2 d.
1:50.
Fig. 2 e.
Fig. 3.
2,40 m
1:60.
Fig. 4 a.
Falzdielen
Sammel-grube
Faul-grube
SCHNITT a-b
Luftloch 5 cm
Lüftungsrohr
Souterrain u. Keller
1:80.
Fig. 4 c.
Falzdielen
SCHNITT c-d.
Haselnussgrösse
Koks oder Schlacken
Faustgrösse
Belüftungsraum
2%
1:80.
Fig. 6.
Centralbassin
1:263 200. 1 km. 3,8 mm.
Fig. 6 a.
1:1000.
Fig. 6 b.
Fig. 7.
Tiber
Isola Sacra
1:400.


Fig. 1.
1:18000.
Fig. 1 a.
Fig. 2.
1:100.
Fig. 3.
1:100.
Fig. 4.
1:30.
Fig 5.
1:30.
Fig. 6.
1:30.
Fig. 18.
Fig. 18. a.
1:40.
Fig. 19.
1:15.
Fig. 20.
1:45.
Fig. 21.
1:40.
Fig. 22
Fig. 29.
Fig. 30.
1:25.
Fig. 31.
Fig. 32.
1:20.
Fig. 33.
1:30.
Fig. 34.
Fig. 36.
Fig. 37.
Rhein
Fig. 37. a
Fig. 44.
1:300.
Fig. 45.
Letten
Granit Sand
Biotit - Granit
1:400.
Fig. 46.
Lehm
Letten
Granit Sand
Biotit - Granit
1. Angriff d. Einschn.
2. Angriff
1:400.
1:200.
Fig. 47.
Fig. 48.
1:2000
Fig. 48. a
1:200.
Fig. 49. a.
1:200.
Fig. 49 b.
1:200.
Fig. 49 c.
1:200.

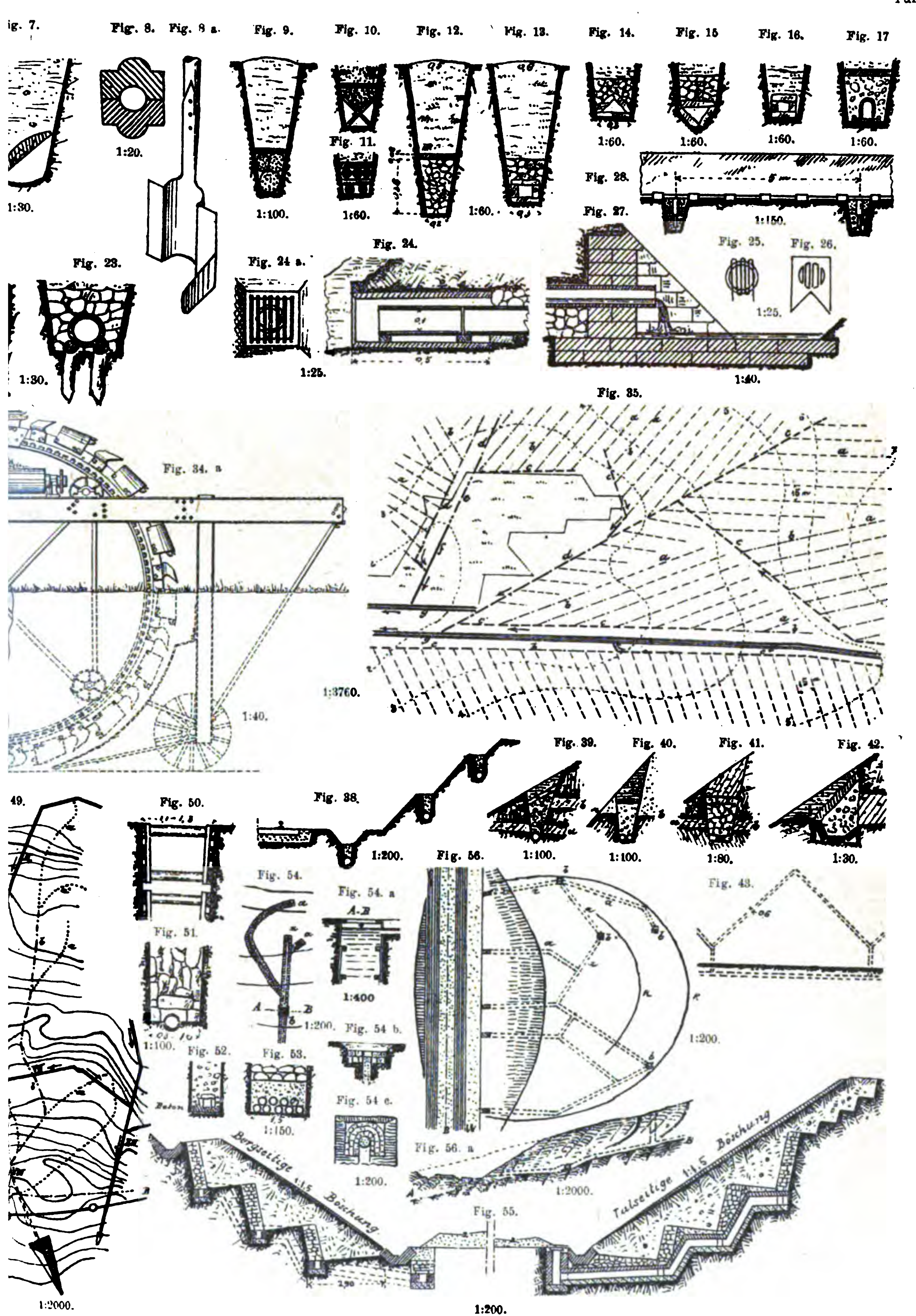
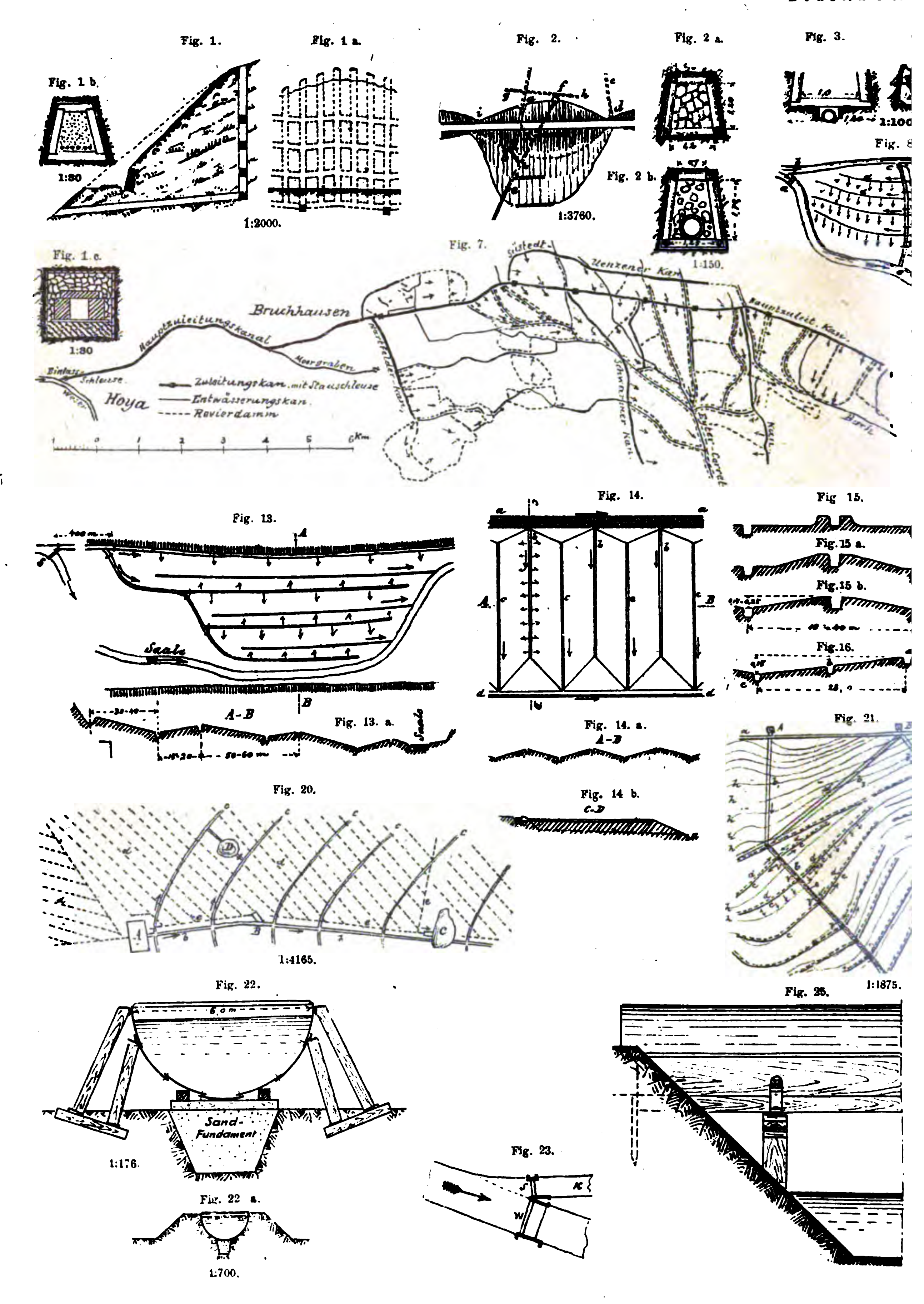
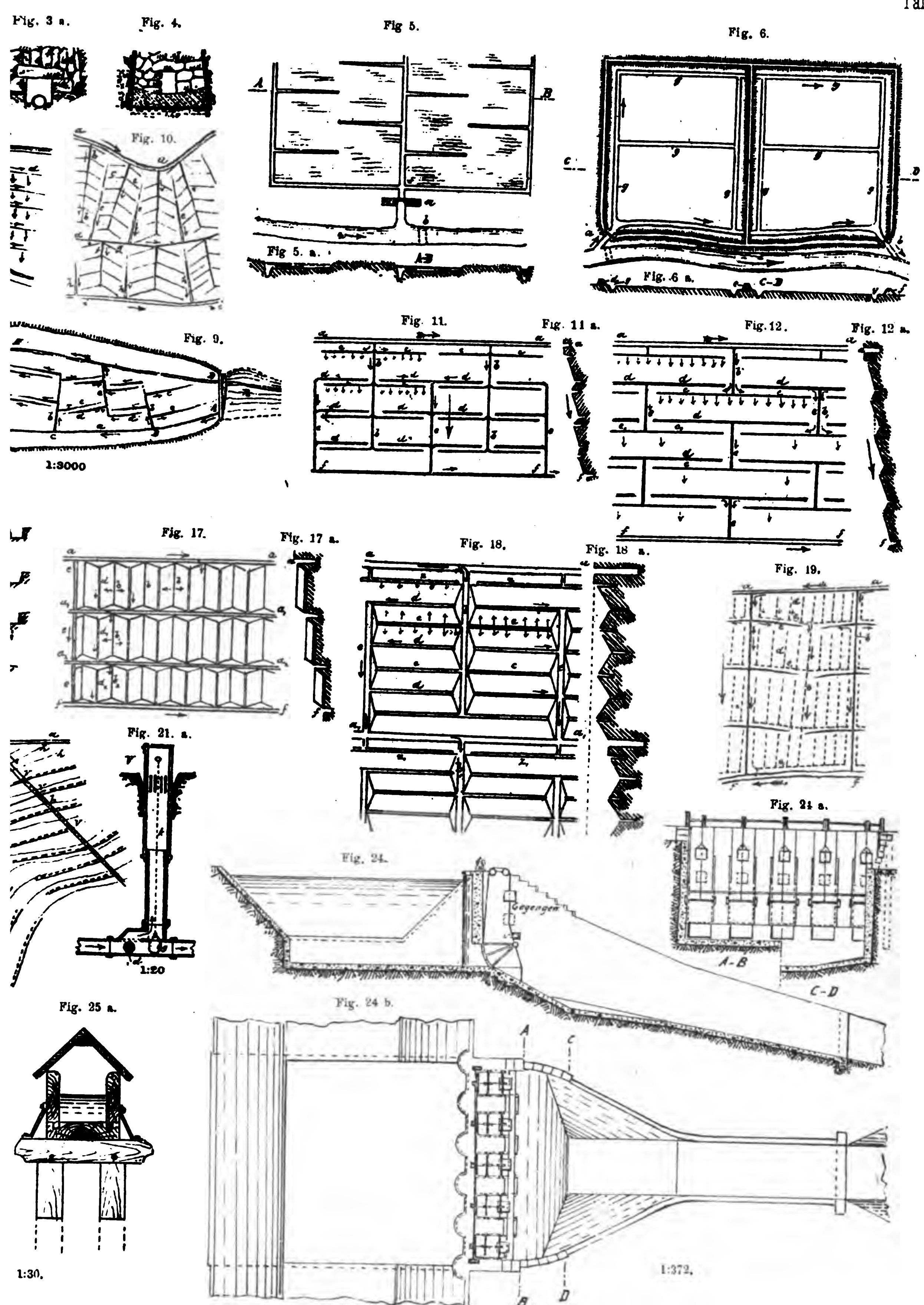
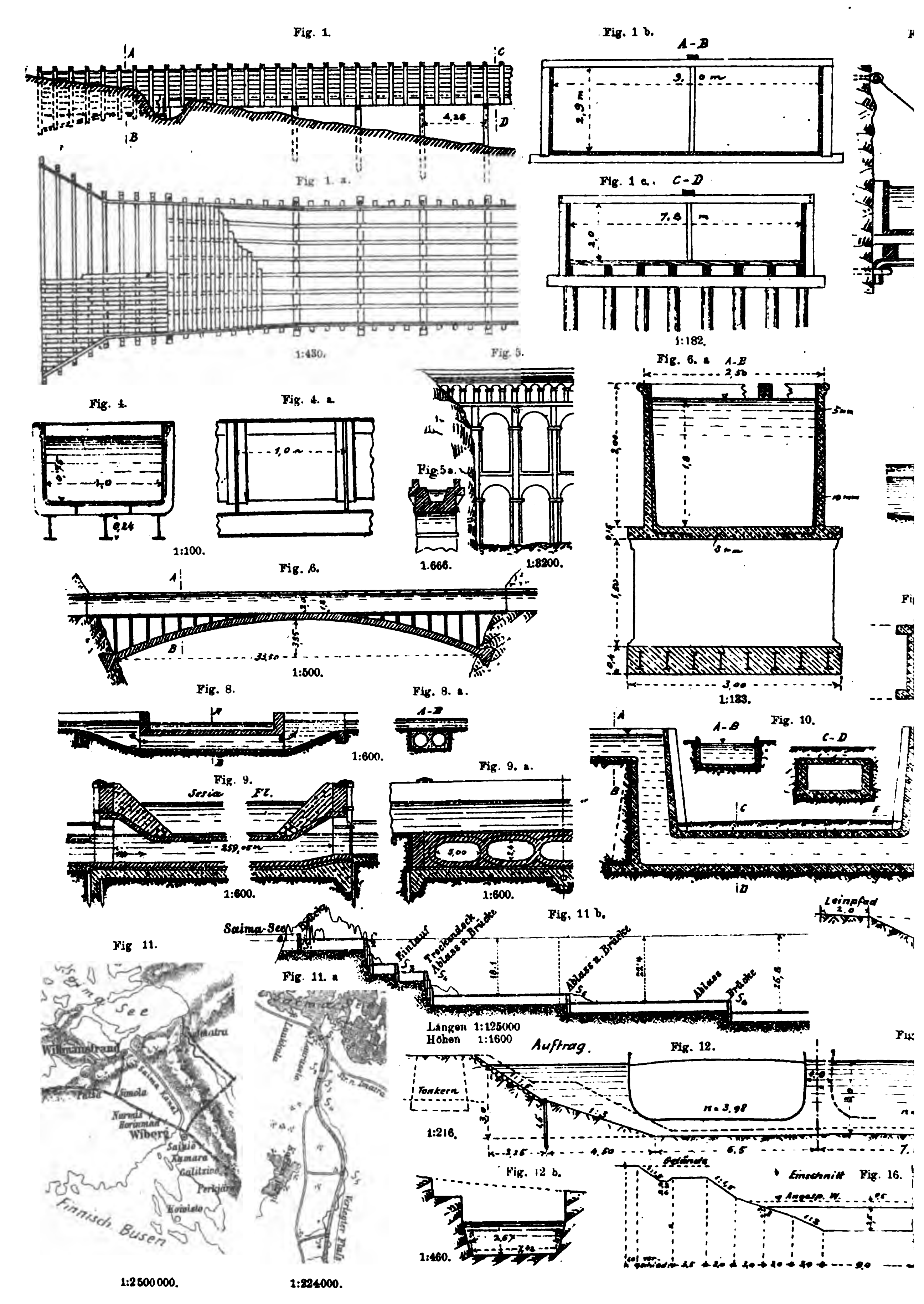


Fig. 7.
Fig. 8.
Fig. 8 a.
Fig. 9.
Fig. 10.
Fig. 11.
Fig. 12.
Fig. 13.
Fig. 14.
Fig. 15
Fig. 16.
Fig. 17
1:30.
1:20.
1:100.
1:60.
1:60.
1:60.
1:60.
1:60.
1:60.
Fig. 28.
1:150.
Fig. 27.
Fig. 23.
Fig. 24 a.
Fig. 24.
Fig. 25.
Fig. 26.
1:25.
1:30.
1:25.
1:40.
Fig. 35.
Fig. 34. a
1:3760.
1:40.
Fig. 39.
Fig. 40.
Fig. 41.
Fig. 42.
49.
Fig. 50.
Fig. 38.
1:200.
Fig. 56.
1:100.
1:100.
1:80.
1:30.
Fig. 54.
Fig. 54. a
Fig. 43.
Fig. 51.
1:400
1:200.
Fig. 54 b.
1:200.
1:100.
Fig. 52.
Fig. 53.
Beton
1:150.
Fig. 54 c.
Fig. 56. a
Bergseitige 1:1,5 Böschung
Talseitige 1:1,5 Böschung
1:200.
1:2000.
Fig. 55.
1:2000.
1:200.


Fig. 1.
Fig. 1 a.
Fig. 1 b.
1:80
1:2000.
Fig. 2.
Fig. 2 a.
Fig. 2 b.
1:3760.
Fig. 3.
1:100
Fig. 1 c.
1:80
Fig. 7.
1:150.
Bruchhausen
Hauptzuleitungskanal
Hoya
Zuleitungskan. mit Stauschleuse
Entwässerungskan.
Revierdamm
Fig. 13.
Saale
A-B
Fig. 13. a.
Fig. 14.
Fig. 14. a.
A-B
Fig. 14 b.
C-D
Fig 15.
Fig. 15 a.
Fig. 15 b.
Fig. 16.
Fig. 20.
1:4165.
Fig. 21.
1:1875.
Fig. 22.
Sand-
Fundament
1:176.
Fig. 22 a.
1:700.
Fig. 23.
Fig. 25.


Fig. 3 a.
Fig. 4.
Fig 5.
Fig 5. a.
A-B
Fig. 6.
Fig. 6 a.
C-D
Fig. 10.
Fig. 9.
1:3000
Fig. 11.
Fig. 11 a.
Fig. 12.
Fig. 12 a.
Fig. 17.
Fig. 17 a.
Fig. 18.
Fig. 18 a.
Fig. 19.
Fig. 21. a.
1:20
Fig. 24.
Gegengew.
Fig. 24 a.
A-B
C-D
Fig. 24 b.
1:372.
Fig. 25 a.
1:30.


Fig. 1.
Fig. 1 b.
A-B
Fig. 1 a.
Fig. 1 c.
C-D
1:430.
1:182.
Fig. 5.
Fig. 6. a
Fig. 4.
Fig. 4. a.
Fig. 5 a.
1:100.
1.666.
1:3200.
Fig. 6.
1:500.
1:133.
Fig. 8.
Fig. 8. a.
1:600.
Fig. 9.
Fig. 9. a.
Sesia
Fl.
Fig. 10.
1:600.
1:600.
Fig 11.
Fig. 11 a
Fig. 11 b.
Saima-See
Einlauf
Ablass u. Brücke
Ablass
Brücke
Längen 1:125000
Höhen 1:1600
Auftrag.
Fig. 12.
Tonkern
1:216.
Fig. 12 b.
Einschnitt
Fig. 16.
1:460.
Finnisch Busen
Wiborg
1:2500000.
1:224000.

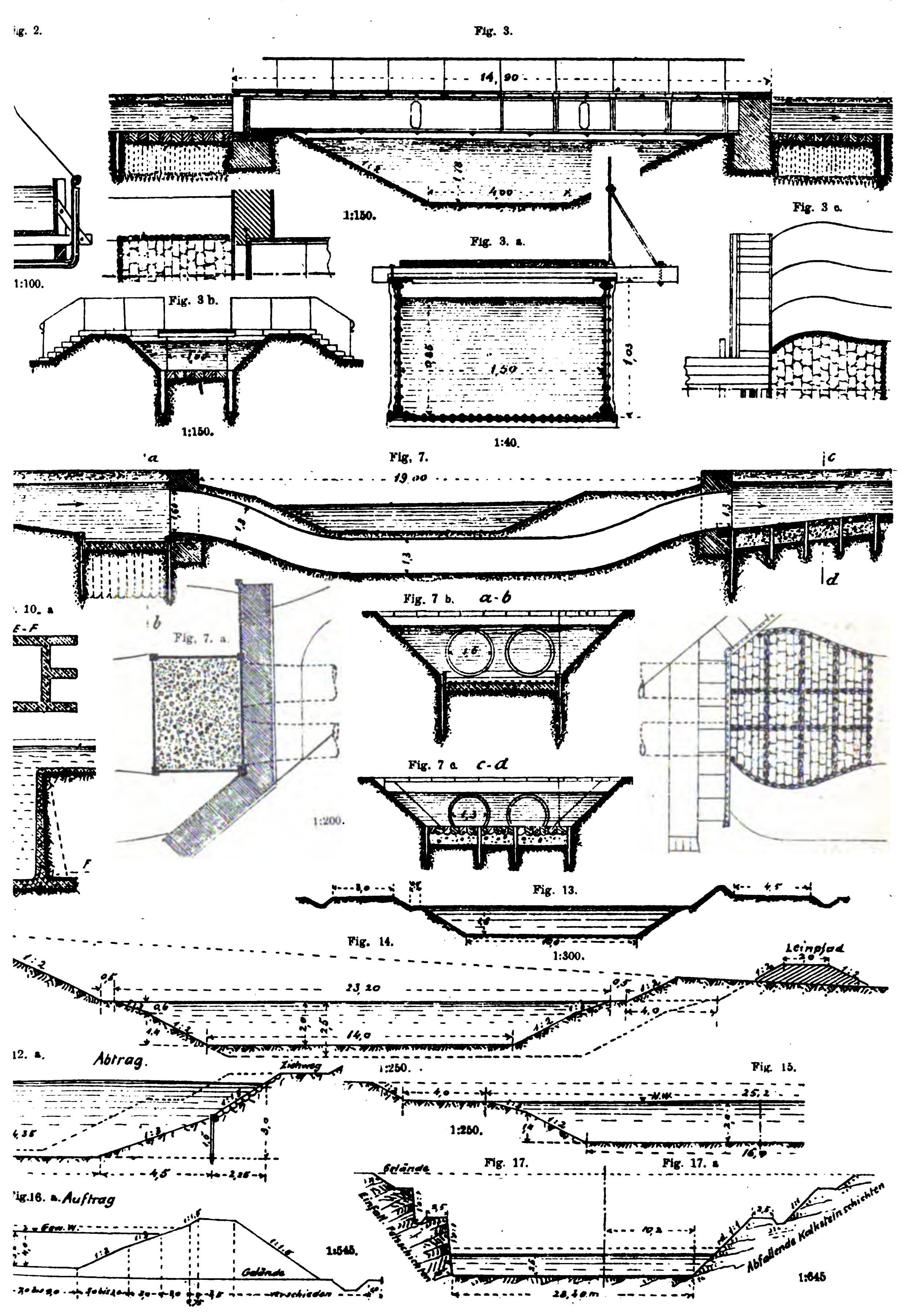


Fig. 2.
Fig. 3.
14,90
1:150.
1:100.
Fig. 3 a.
Fig. 3 c.
Fig. 3 b.
1:150.
1,50
1,03
1:40.
Fig. 7.
19,00
Fig. 7 b. a-b
Fig. 7. a.
1:200.
Fig. 7 c. c-d
E-F
Fig. 13.
1:300.
Fig. 14.
Leinpfad
23,20
14,0
4,0
Abtrag.
Ziehweg
1:250.
Fig. 15.
N.W.
25,2
16,0
1:250.
4,5
Fig. 17.
Fig. 17. a
Gelände
10,2
28,40 m
Abfallende Kalkstein schichten
1:645
Auftrag
Gew. W.
Gelände
1:545.

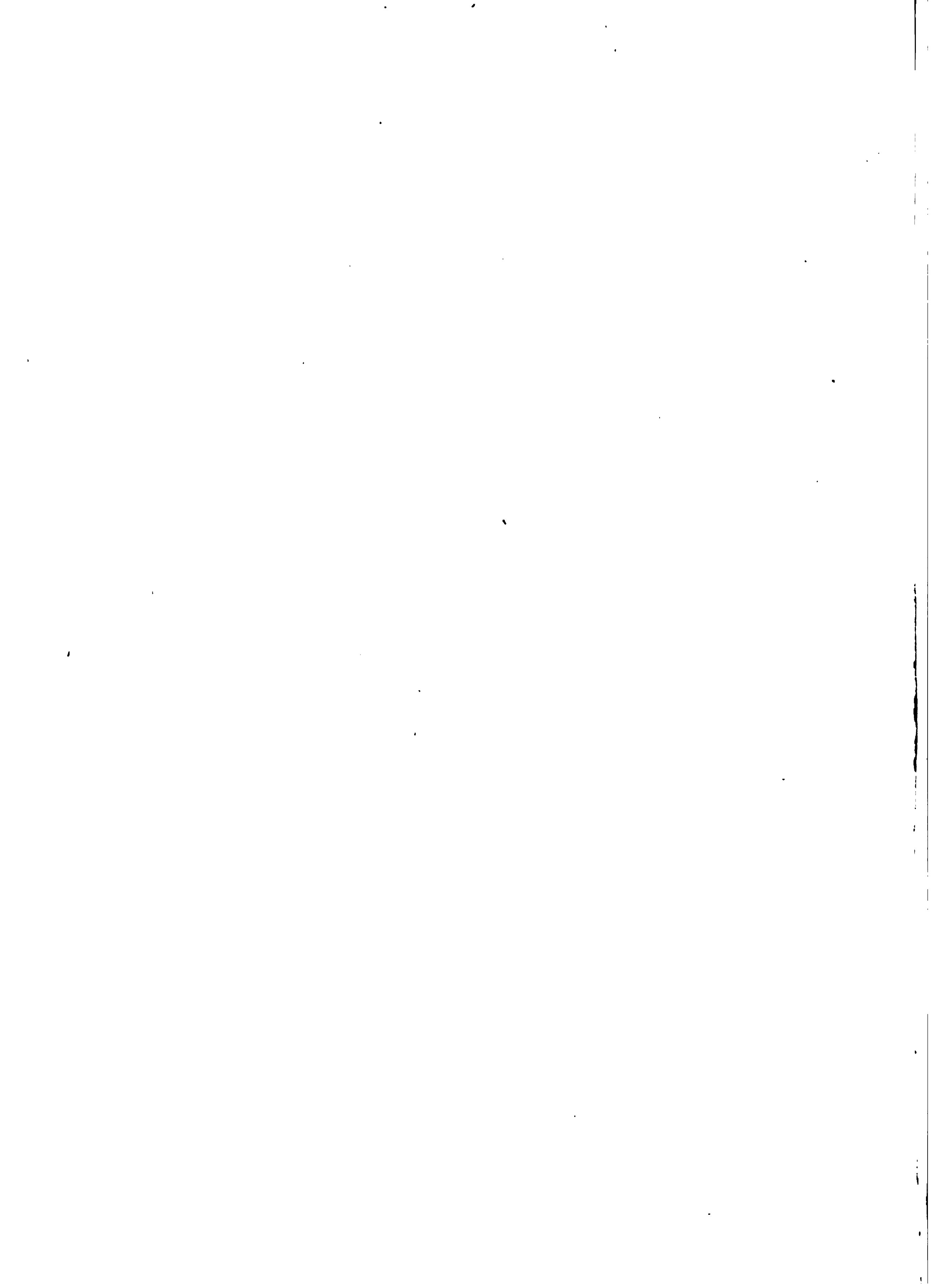


Fig. 1

Fig. 2. 1:400.

Fig. 8. 1:1000.

Fig. 7. 1:100

1:100.

Fig. 9. 1:100.

Fig. 13. 1:400.

Fig. 14.

Fig. 10. 1:100.

Fig. 11. 1:100.

Fig. 12. 1:200

1:400. Fig. 14. 1:400.

1:100.

Fig. 17. a.

Fig. 16. 1:150.

Fig. 17. 1:50

1:400.

Fig. 18. 1:400.

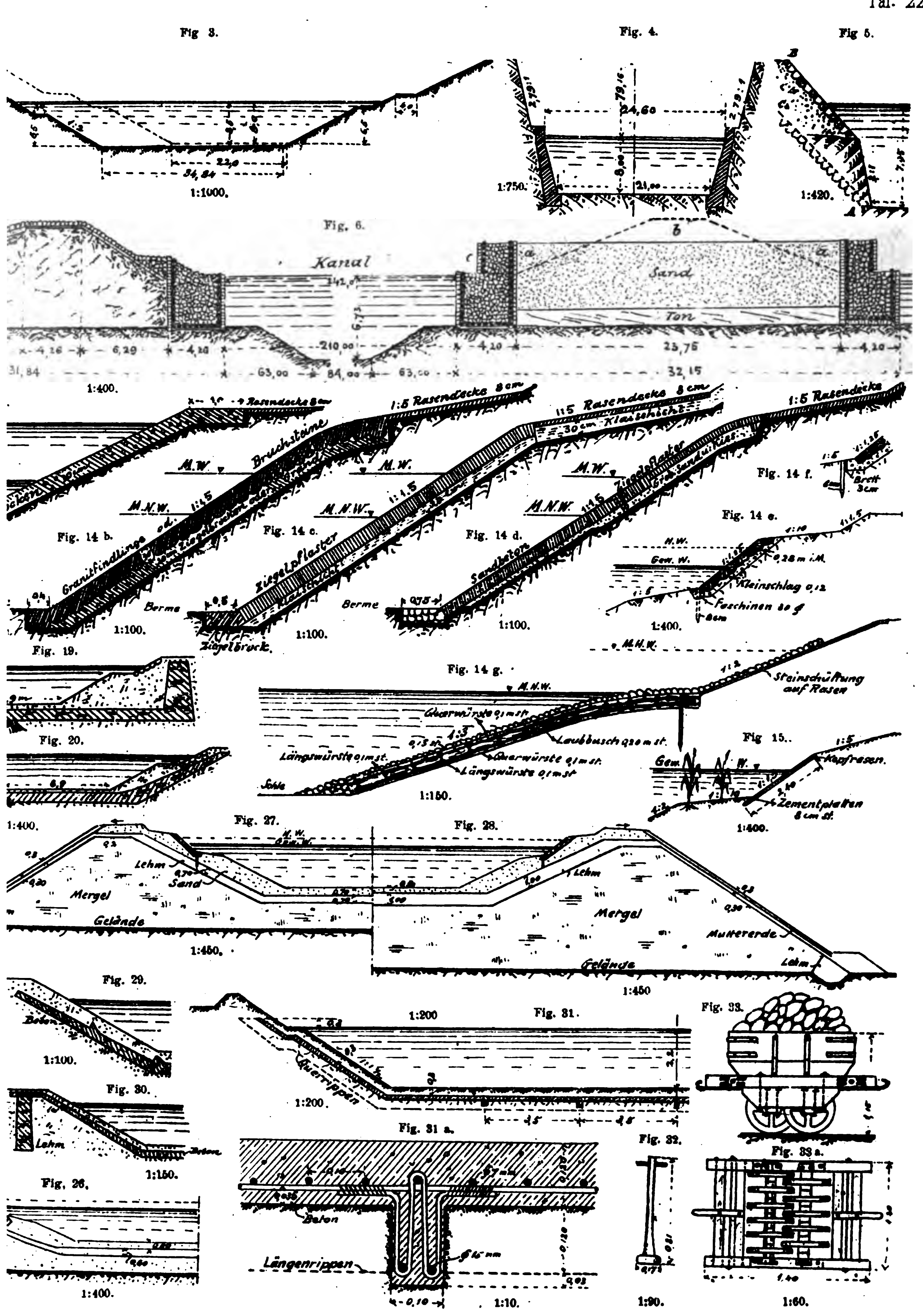
Fig. 21. 1:400.

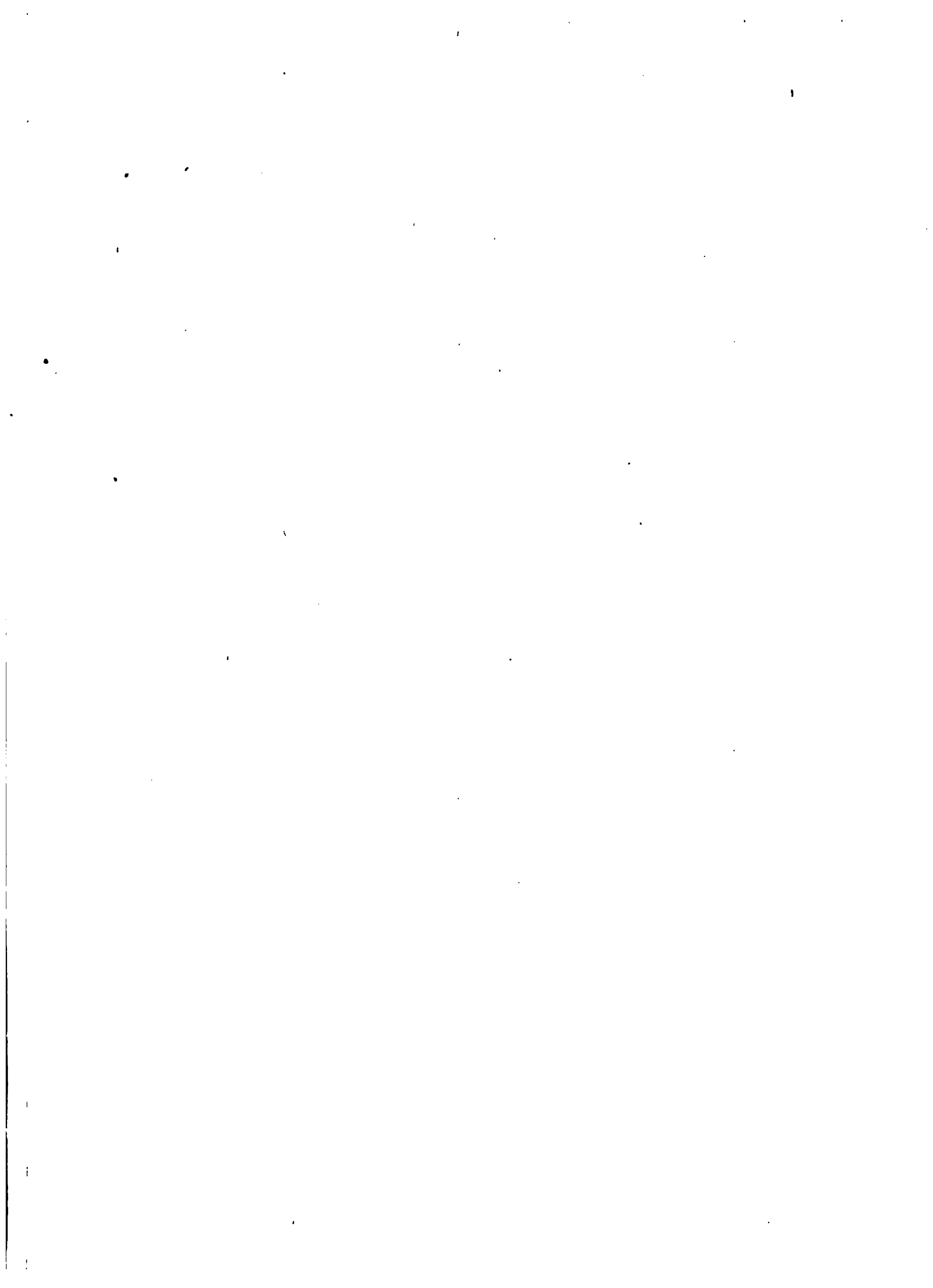
Fig. 24. 1:400.

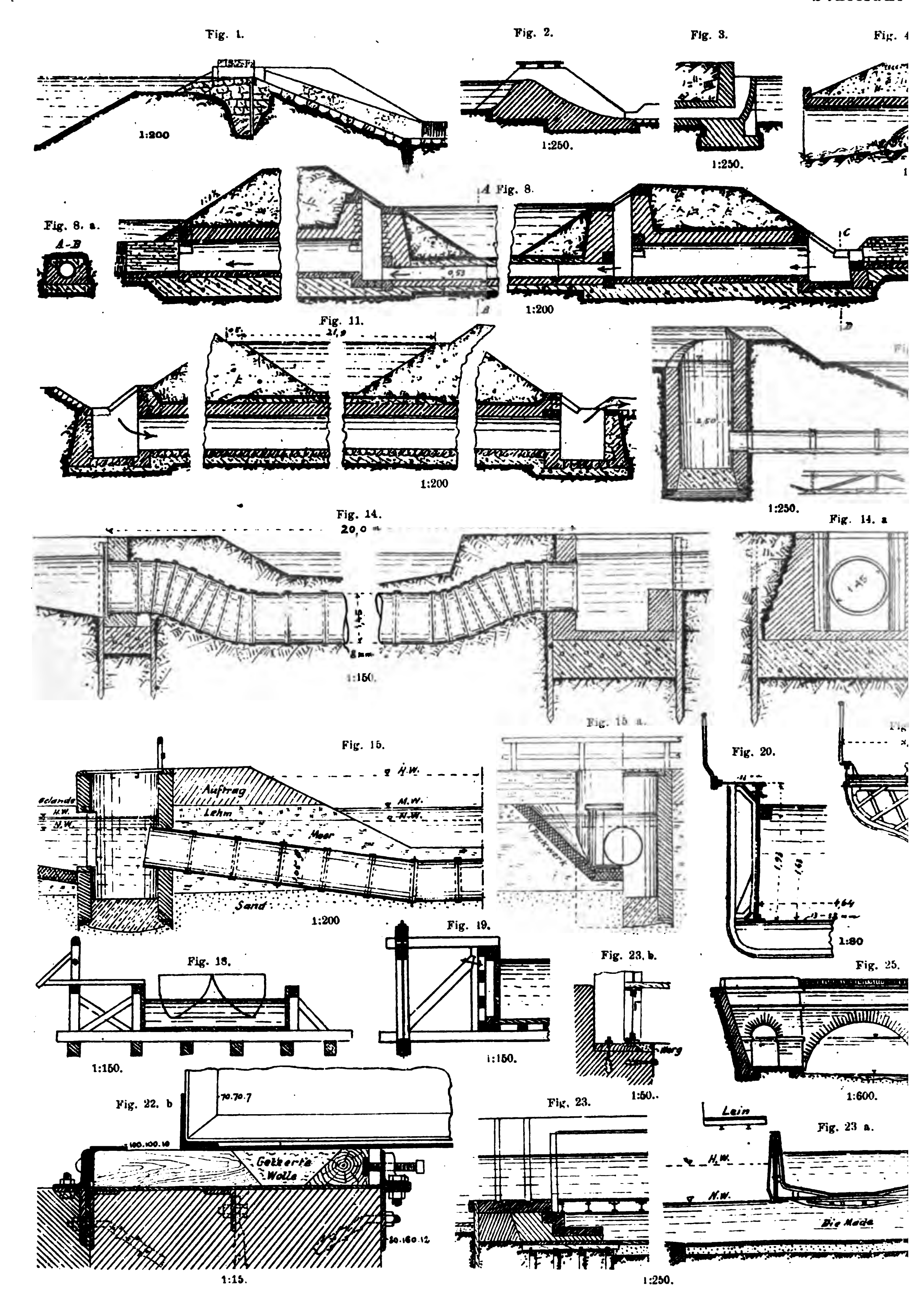
Fig. 22. 1:400.

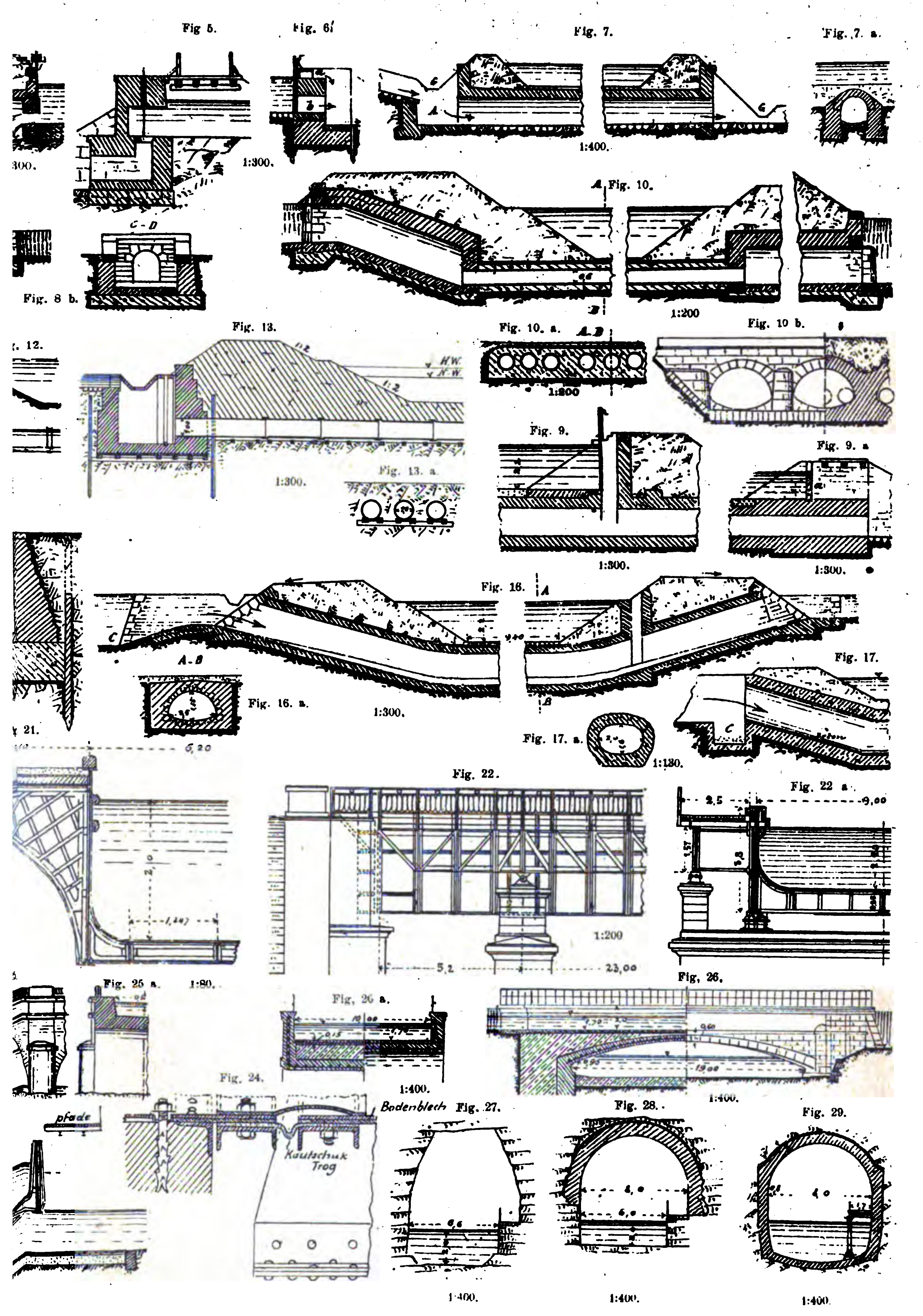
Fig. 25. 1:400.

Fig. 23. 1:400.


Fig. 3.
1:1000.
Fig. 4.
1:750.
Fig. 5.
1:420.
Fig. 6.
Kanal
Sand
Ton
1:400.
Rasendecke 8 cm
Bruchsteine
M.W.
M.N.W.
Granitfindlinge od.
Berme
Fig. 14 b.
1:100.
1:5 Rasendecke 8 cm
30 cm Klaischicht
Ziegelpflaster
Fig. 14 c.
1:100.
Ziegelbrock
1:5 Rasendecke
Sandbeton
Fig. 14 d.
1:100.
Fig. 14 f.
Brett 3cm
Fig. 14 e.
H.W.
Gew. W.
Kleinschlag 0,12
Faschinen 20 ∅
1:400.
Fig. 19.
Fig. 20.
1:400.
Fig. 14 g.
M.H.W.
M.N.W.
Steinschüttung auf Rasen
Querwürste 0,1 m st.
Laubbusch 0,20 m st.
Längswürste 0,1 m st.
Querwürste 0,1 m st.
Längswürste 0,1 m st.
Sohle
1:150.
Fig 15.
Kopfrasen.
Zementplatten 8 cm st.
1:400.
Fig. 27.
Fig. 28.
Lehm
Sand
Mergel
Gelände
1:450.
Lehm
Mergel
Muttererde
Lehm
Gelände
1:450
Fig. 29.
Beton
1:100.
Fig. 30.
Lehm
Beton
1:150.
Fig. 26.
1:400.
1:200
Fig. 31.
Querrippen
1:200.
Fig. 31 a.
Beton
Längenrippen
1:10.
Fig. 32.
1:90.
Fig. 33.
Fig. 33 a.
1:60.




Fig. 1.
1:200
Fig. 2.
1:250.
Fig. 3.
1:250.
Fig. 8. a.
A-B
Fig. 8.
0,53
1:200
Fig. 11.
21,9
1:200
1:250.
Fig. 14.
20,0
1:150.
Fig. 14. a
Fig. 15.
Auftrag
Lehm
Moor
Sand
H.W.
M.W.
N.W.
1:200
Fig. 15 a.
Packwerk
Fig. 20.
1:80
Fig. 18.
1:150.
Fig. 19.
1:150.
Fig. 23. b.
1:50.
Fig. 25.
1:600.
Fig. 22. b
70.70.7
160.100.10
Geteerte Wolle
1:15.
Fig. 23.
1:250.
Lein
Fig. 23 a.
H.W.
N.W.
Die Made


Fig 5.
1:300.
Fig. 6.
Fig. 7.
1:400.
Fig. 7. a.
Fig. 8 b.
Fig. 10.
1:200
Fig. 13.
H.W.
N.W.
1:300.
Fig. 13. a.
Fig. 10. a.
1:200
Fig. 10 b.
Fig. 9.
1:300.
Fig. 9. a
1:300.
Fig. 16.
Fig. 16. a.
1:300.
Fig. 17.
Fig. 17. a.
1:130.
Fig. 22.
1:200
Fig. 22 a.
Fig. 25 a.
1:80.
Fig. 26 a.
1:400.
Fig. 24.
Fig. 26.
1:400.
Kautschuk Trog
Bodenblech
Fig. 27.
Fig. 28.
Fig. 29.
1:400.
1:400.
1:400.




89090522277
B89090522277A





G.E. STECHERT
& CO.
NEW YORK